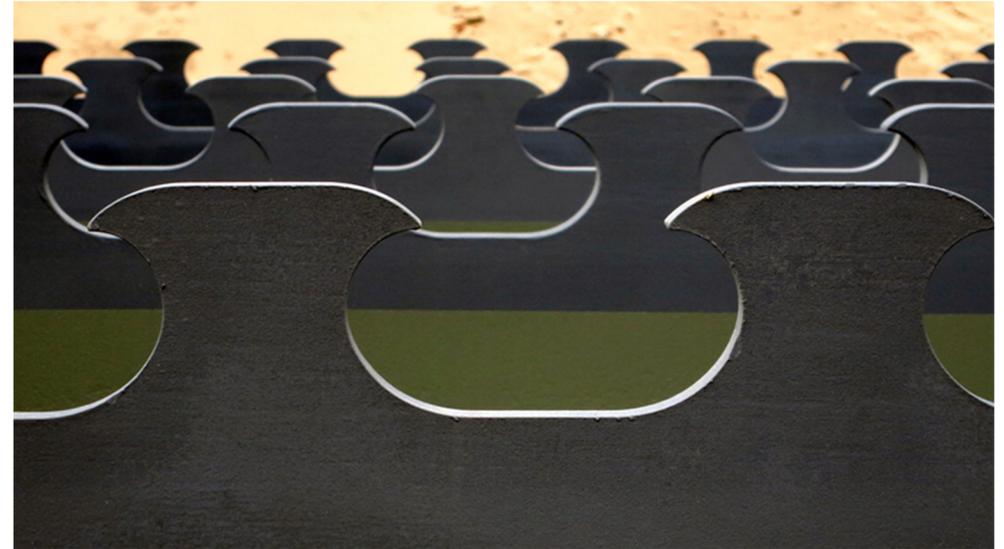


Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.
Postfach 10 48 42
40039 Düsseldorf
Sohnstr. 65
40237 Düsseldorf

fosta@stahlforschung.de
www.stahlforschung.de



Bewehrungselemente für Brücken in Verbundbauweise

Reinforcement Elements for Composite Bridges

Forschung für die Praxis P 967

Forschungsvorhaben P 967 / S 024/10196/12

Bewehrungselemente für Brücken in Verbundbauweise

Reinforcement Elements for Composite Bridges

Lehrstuhl für Metallbau, TU München

Prof. Dr.-Ing. M. Mensinger

G. Luo M.Sc.

Dipl.-Ing. A. Näßl

Institut für Stahlbau, RWTH Aachen University

Prof. Dr.-Ing. M. Feldmann

Dipl.-Ing. M. Kopp

SSF Ingenieure AG

Prof. Dr. G. Seidl

Dipl.-Ing. M. Stambuk

Verantwortlich für die FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.

Dr. Gregor Nüsse M.Sc.

Das Forschungsvorhaben wurde am Lehrstuhl für Metallbau der TU München, am Institut für Stahlbau der RWTH Aachen University und bei SSF Ingenieure AG mit fachlicher Begleitung und mit finanzieller Förderung durch die Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, aus Mitteln der Stiftung Stahlanwendungsforschung, Essen, durchgeführt.

Beteiligte Unternehmen:

ArcelorMittal Global R&D, BAST Bundesanstalt für Straßenwesen, bauforumstahl e. V., Büchting + Streit AG, DB Netz AG, Deutsches Institut für Bautechnik, Eisenbahn-Bundesamt, Marx Krontal GmbH, Max Bögl Stiftung & Co. KG, ÖBB-Infrastruktur AG, Peiner Träger GmbH, Plauen Stahl Technologie GmbH, SSF Ingenieure AG, Stahlwerk Thüringen GmbH, TWT Sanierungsgesellschaft GmbH, voestalpine Grobblech GmbH, voestalpine Stahl GmbH

© 2019 Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, Düsseldorf

Printed in Germany

Bestell-Nr. P 967
ISBN 978-3-946885-47-4

Ansprechpartner bei der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.:

Dr. Gregor Nüsse M.Sc.

Tel.: +49 (0)211 / 6707-856; Fax: +49 (0)211 / 6707-840

Das Werk ist urheberrechtlich geschützt. Alle Rechte, auch die der Übersetzung in andere Sprachen, bleiben vorbehalten. Ohne schriftliche Genehmigung des Verlages sind Vervielfältigungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen nicht gestattet.

Kurzdarstellung

Brücken sind ein integraler und wichtiger Bestandteil des europäischen Verkehrssystems und gewährleisten die Mobilität im gesamten europäischen Binnenmarkt und darüber hinaus. Externe Bewehrungselemente können vorteilhaft eingesetzt werden, um leistungsfähige Verbundkonstruktionen für Straßen- und Eisenbahnbrücken bereitzustellen und dabei die Beeinträchtigungen des Verkehrs durch eine modulare Bauweise so kurz wie möglich zu halten. Sie werden durch einen speziellen Brennschnitt aus Walzprofilen hergestellt und sind durch Verbunddübel mit dem Konstruktionsbeton schubfest verbunden. Der Anwendungsbereich der bisher entwickelten Bemessungskonzepte beschränkt sich aber auf Einfeldträger und muss notwendigerweise durch neue Untersuchungen für den erweiterten Einsatzbereich validiert werden.

Das Hauptanliegen des Forschungsprojektes ist es, entsprechende Bemessungskonzepte für die Beanspruchung in Querrichtung und für mehraxiale Belastungen und Verankerungen im Rahmeneckbereich zu entwickeln. Es werden konstruktive Lösungen für die Fügung und Verankerung der Bauelemente erarbeitet und dem Anwender in Form von Regeldetails bereitgestellt. Durch praktische Versuche werden die erarbeiteten Konzepte validiert. Dafür werden Modelle eines Durchlaufträgers, einer Rahmenecke und einer zweiachsig zugbeanspruchten Platte in statischen und zyklischen Versuchen mehrfach erprobt.

Neben der konstruktiven Umsetzbarkeit, werden der wirtschaftliche Nutzen, die Herstellkosten und die Nachhaltigkeit der Bauweise hinterfragt. Ständig wachsende Anforderungen an kurze Bauzeiten und unterhaltungsarme Konstruktionen machen die Verbundfertigteilbauweise in Rahmenbauwerken für Bauherren sehr interessant. Im Vergleich zur herkömmlichen VFT-Bauweise, wird bei Verwendung externer Bewehrungselemente die Prüfung der Stahlelemente durch bessere Einsehbarkeit erleichtert und darüber hinaus der stahlbautechnische Aufwand reduziert.

Die Verwendung der Bauweise beschränkt sich nicht nur auf Walzprofile. Auch innerhalb von geschweißten Konstruktionen können die eher aufwendig herzustellenden Kopfbolzendübel durch die besonders geformten Verbunddübel ersetzt werden. Das Projekt leistet einen technischen Beitrag, dem hohen Bedarf an Brücken mit kleiner und mittlerer Spannweite mit effizienten Lösungen zu begegnen.

FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.
April 2019

Abstract

Bridges are an integral and important part of the European transportation system and fulfil high demands of national and international mobility. The technology of External Reinforcement Elements can favourably be used to build powerful composite constructions for bridges and keeping traffic impairments caused by construction works to a minimum by using prefabricated elements. External Reinforcement Elements are cut out of rolled steel sections and connected to the concrete by shear-resistant composite dowels. The scope of the previously developed design concepts is limited to single-span beams and is very necessarily to be extended to a further range by new structural applications.

The main objective of this research project is the development of appropriate design approaches for the lateral stresses of composite dowels that occur for transversal bearing systems, the investigation of the behaviour of composite dowels subjected to multi-axial stresses and the investigation of the necessary anchorage length of steel lamella in frame structure systems. Constructive solutions for the construction and anchoring of components are established and provided to the user in the form of standard details. Several groups of practical experiments are conducted to validate the developed design concepts. Both static and dynamic tests are carried out, including the model of single-span beams, continuous beams, frame structures and two-axial tensile stressed plates.

In addition to the constructive feasibility, the economic benefits, the manufacturing costs and the sustainability of this construction method are investigated. With the constantly growing requirements for short construction time and low-maintenance constructions, this semi-prefabricated construction method is very attractive for integral frame systems. Compared with VFT-structures, the application of External Reinforcement Elements provide higher load bearing capacities, greater slenderness and an elegant appearance.

The use of these structures is limited not only to rolled sections. In the welded structures, these specially shaped composite dowels can also replace the costly stud shear connectors. The project results make a technical contribution to respond to the high demand for small and medium span bridges with efficient solutions.

FOSTA - Research Association for Steel Application
April 2019

Inhaltsverzeichnis

Content

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | Einleitung | 1 |
| | Introductions | 1 |
| 1.1 | Fragestellung | 3 |
| | Scientific issue..... | 3 |
| 1.1.1 | Kopplung der Einfeldträgerketten zu Durchlaufsystemen | 3 |
| | Arrangement of simple supported girders to continous girder systems..... | 3 |
| 1.1.2 | Endverankerung der externen Bewehrung | 3 |
| | Anchorage of external reinforcement | 4 |
| 1.1.3 | Einfluss des Querzugs auf die Tragfähigkeit | 4 |
| | Influence of lateral tension on the bearing capacity | 4 |
| 2 | Anforderungsspezifikationen und Entwurf | 6 |
| | Requirement specification and design..... | 6 |
| 2.1 | Allgemeines | 6 |
| | General | 6 |
| 2.2 | Verbundmittel im Überblick | 7 |
| | Overview composite dowels | 7 |
| 2.3 | Verbunddübelleiste | 9 |
| | Composite dowel strip | 9 |
| 2.3.1 | Bemessung des Stahldübels | 10 |
| | Design of the steel dowel | 10 |
| 2.3.2 | Betonversagen | 13 |
| | Concrete failure..... | 13 |
| 2.4 | VFT-WIB-Bauweise | 17 |
| | VFT-construction type | 17 |
| 2.4.1 | Eisenbahnbrücke als Trogquerschnitt | 17 |
| | Viaduct for the railway with a trough dross-section..... | 17 |
| 2.4.2 | VFT-Rail Brücken | 20 |
| | VFT-rail bridges | 20 |
| 3 | Statische Versuche | 24 |
| | Static tests | 24 |
| 3.1 | Einfeldträgerversuch | 25 |
| | Single-span-beam tests | 25 |
| 3.1.1 | Allgemeines | 25 |
| | General | 25 |
| 3.1.2 | Versuchsmatrix | 26 |

| | |
|--|-----|
| Test matrix | 26 |
| 3.1.3 Herstellung | 29 |
| Fabrication | 29 |
| 3.1.4 Messtechnik | 32 |
| Measurement instrumentation | 32 |
| 3.1.5 Versuchsdurchführung und –auswertung | 39 |
| Test procedure and evaluation | 39 |
| 3.1.6 Versuchsergebnisse | 40 |
| Test results | 40 |
| 3.2 Rahmeneckversuch | 78 |
| Frame structure tests | 78 |
| 3.2.1 Allgemein | 78 |
| General | 78 |
| 3.2.2 Versuchsmatrix | 78 |
| Test matrix | 78 |
| 3.2.3 Herstellung | 80 |
| Fabrication | 80 |
| 3.2.4 Messtechnik | 80 |
| Measurement instrumentation | 80 |
| 3.2.5 Versuchsdurchführung und –auswertung | 84 |
| Test procedure and evaluation | 84 |
| 3.2.6 Versuchsergebnisse | 85 |
| Test results | 85 |
| 3.3 Pull-out-Versuch | 114 |
| Pull-out tests | 114 |
| 3.3.1 Allgemeines | 114 |
| General | 114 |
| 3.3.2 Versuchsmatrix | 114 |
| Test matrix | 114 |
| 3.3.3 Herstellung | 115 |
| Fabrication | 115 |
| 3.3.4 Messtechnik | 115 |
| Measurement instrumentation | 115 |
| 3.3.5 Versuchsdurchführung und –auswertung | 117 |
| Test procedure and evaluation | 117 |
| 3.3.6 Versuchsergebnisse | 118 |
| Test results | 118 |
| 3.4 Statische Abscherversuche (POT) | 127 |

| | |
|---|-----|
| Static push-out tests (POT) | 127 |
| 3.4.1 Versuchsmatrix | 127 |
| Test matrix | 127 |
| 3.4.2 Herstellung | 130 |
| Fabrication | 130 |
| 3.4.3 Messtechnik | 131 |
| Measurement instrumentation | 131 |
| 3.4.4 Versuchsdurchführung und –auswertung | 133 |
| Test procedure and evaluation | 133 |
| 3.4.5 Versuchsergebnisse statische Abscherversuche | 134 |
| Test results static push-out tests | 134 |
| 3.5 Schlussfolgerungen | 143 |
| Conclusions | 143 |
| 4 Zyklische Versuche | 145 |
| Cyclic tests | 145 |
| 4.1 Allgemeines | 146 |
| General | 146 |
| 4.2 Durchlaufträgerversuche | 146 |
| Two-span continuous beam tests | 146 |
| 4.2.1 Versuchsmatrix | 147 |
| Test matrix | 147 |
| 4.2.2 Herstellung | 149 |
| Fabrication | 149 |
| 4.2.3 Messtechnik | 150 |
| Measurement instrumentation | 150 |
| 4.2.4 Versuchsdurchführung und –auswertung | 153 |
| Test procedure and evaluation | 153 |
| 4.2.5 Versuchsergebnisse | 156 |
| Test results | 156 |
| 4.3 Abscherversuche unter Querkzugbeanspruchung | 172 |
| Cyclic push-out tests with transversal tensile stress | 172 |
| 4.3.1 Versuchsmatrix | 172 |
| Test matrix | 172 |
| 4.3.2 Herstellung | 173 |
| Fabrication | 173 |
| 4.3.3 Messtechnik | 174 |
| Measurement instrumentation | 174 |
| 4.3.4 Versuchsdurchführung und –auswertung | 175 |

| | |
|--|-----|
| Test procedure and evaluation..... | 175 |
| 4.3.5 Versuchsergebnisse zyklische Abscherversuche | 176 |
| Test Results cyclic push-out tests | 176 |
| 4.3.6 Zyklischer Referenzversuch POT-11 | 177 |
| Cyclic reference test..... | 177 |
| 4.3.7 Zyklische Abscherversuche unter Querkzugbelastung | 180 |
| Cyclic tests with transversal tensile stress..... | 180 |
| 4.4 Schlussfolgerungen | 184 |
| Conclusions..... | 184 |
| 5 Numerische Analyse und Nachrechnung der Trägerversuche mittels FEM | 185 |
| Numerical Analysis and Simulation of the Beam Tests with Finite Element Method (FEM) | 185 |
| | 185 |
| 5.1 Modellbildung | 186 |
| Model assumptions..... | 186 |
| 5.1.1 3D-Vernetzung | 187 |
| 3D-Meshing | 187 |
| 5.1.2 Systemüberblick | 188 |
| Overview of the model | 188 |
| 5.1.3 Nichtlineare Materialdefinition für Beton | 189 |
| Nonlinear definition of the material law for concrete | 189 |
| 5.1.4 Modellierung des Bewehrungsstahls | 195 |
| Model of the steel reinforcement | 195 |
| 5.1.5 Modellierung des Verbundverhaltens an den Grenzflächen der Werkstoffe | 196 |
| Modelling of the interface conditions at material surfaces | 196 |
| 5.2 Berechnung des Verbundträgers | 198 |
| Calculation of the composite beam..... | 198 |
| 5.2.1 Allgemeines | 198 |
| General remarks | 198 |
| 5.2.2 Belastungsarten | 199 |
| Modus of loading..... | 199 |
| 5.2.3 Berechnungsparameter | 200 |
| Parameters of calculation..... | 200 |
| 5.2.4 Konvergenzverhalten | 201 |
| Numerical convergence behaviour | 201 |
| 5.2.5 Modellbildung - Zusammenfassung | 202 |
| Modelling - Summary | 202 |
| 5.3 Auswertung der Berechnungsergebnisse | 203 |
| Evaluation of the computer simulation | 203 |

| | | |
|-------|--|------------|
| 5.3.1 | Vergleich mit den Versuchsergebnissen (Durchbiegung) Comparison with test results (deflection)..... | 203 203 |
| 5.3.2 | Traglastermittlung Ultimate load capacity | 204 204 |
| 5.3.3 | Versagensmodi Modes of Failure | 205 205 |
| 5.3.4 | Stahlspannungen in den Dübelleisten Stress in the steel dowels | 207 207 |
| 5.3.5 | Dübelkräfte Dowel forces | 210 210 |
| 5.3.6 | Betonspannungen im Dübelbereich Concrete stresses close to the dowels | 212 212 |
| 5.3.7 | Betonversagen Concrete failure..... | 214 214 |
| 5.3.8 | Betonstahl-Längsbewehrung Reinforcement steel in longitudinal direction | 216 216 |
| 5.4 | Interpretation der Ergebnisse Interpretation of the results | 220 220 |
| 5.5 | Zusammenfassung Summary | 222 222 |
| 6 | Anforderungen an ein Bemessungsmodell zur Berücksichtigung des Pull-Out-Effekts Criteria for a design model taking into account the pull-out-effect | 224 224 |
| 6.1 | Bemessungskriterien auf Gebrauchslastniveau (SLS) Design criteria of service limit state (SLS) | 225 225 |
| 6.2 | Bemessungskriterien auf Traglastniveau (ULS) Design criteria of ultimate limit state (ULS) | 226 226 |
| 6.3 | Rechnerische Bestimmung der Auszugskräfte Analytic determination of the Pull-Out-Forces..... | 226 226 |
| 6.3.1 | Ermittlung von $F_{Ed,PO,Dübel}$ für konvexe Biegelinienabschnitte $F_{Ed,PO,dowel}$ for bending moment with convex curvature..... | 227 227 |
| 6.3.2 | Ermittlung von $F_{Ed,PO,Dübel}$ für konkave Biegelinienabschnitte $F_{Ed,PO,dowel}$ for bending moment with concave curvature..... | 227 227 |
| 6.3.3 | Ermittlung von $F_{Ed,PO,Dübel}$ für biegesteife Einspannung in Scheiben $F_{Ed,PO,dowel}$ for fixed support in plate structures | 228 228 |
| 6.4 | Vorschlag für den Nachweis auf Gebrauchslastniveau Design Concept for service limit state (SLS)..... | 229 229 |
| 6.5 | Vorschlag für den Nachweis auf Traglastniveau Design Concept for ultimate limit state (ULS) | 230 230 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 7 | Zusammenfassung und Schlussfolgerungen | 231 |
| | Summary and conclusions | 231 |
| 8 | Abbildungsverzeichnis | 232 |
| | List of figures | 232 |
| 9 | Tabellenverzeichnis | 250 |
| | List of tables..... | 250 |
| A | Ergebnisse der Materialprüfung | 254 |
| | Result of the material test | 254 |
| A.1 | Prüfprotokoll der Betonprüfergebnisse (EFT_C50/60) | 254 |
| | Result of the concrete material test (EFT_C50/60) | 254 |
| A.2 | Prüfprotokoll der Betonprüfergebnisse (WL/RE_C40/50) | 255 |
| | Result of the concrete material test (WL/RE_C40/50)..... | 255 |
| A.3 | Prüfprotokoll der Betonprüfergebnisse (DLT_C50/60) | 256 |
| | Result of the concrete material test (DLT_C50/60) | 256 |
| A.4 | Prüfprotokoll der Betonprüfergebnisse (PuT_C50/60) | 257 |
| | Result of the concrete material test (PuT_C50/60) | 257 |
| A.5 | Prüfprotokoll der Stahlprüfergebnisse (S355 J2) | 258 |
| | Result of the steel material test (S355 J2) | 258 |
| B | Ergebnisse Einfeldträgerversuche | 259 |
| | Result of the single span beam tests..... | 259 |
| B.1 | Bewehrungspläne | 259 |
| | Reinforcement plan | 259 |
| B.2 | Messtechnik | 265 |
| | Measurement | 265 |
| B.3 | Ergebnisse der Messungen | 268 |
| | Results of measurement..... | 268 |
| B.3.1 | EFT-1 | 268 |
| | EFT-1..... | 268 |
| B.3.2 | EFT-2 | 269 |
| | EFT-2..... | 269 |
| B.3.3 | EFT-3 | 271 |
| | EFT-3..... | 271 |
| B.3.4 | EFT-4 | 274 |
| | EFT-4..... | 274 |
| B.3.5 | EFT-5 | 275 |
| | EFT-5..... | 275 |
| B.3.6 | EFT-6 | 277 |
| | EFT-6..... | 277 |

| | | |
|-------|---|-----|
| C | Ergebnisse Rahmeneckversuche (WL/RE) | 280 |
| | Frame structure test results (WL/RE) | 280 |
| C.1 | Bewehrungspläne | 280 |
| | Reinforcement plan | 280 |
| C.2 | Messtechnik | 284 |
| | Measurement | 284 |
| C.3 | Ergebnisse der Messungen | 286 |
| | Results of measurement..... | 286 |
| D | Ergebnisse Durchlaufträgerversuche | 289 |
| | Continuous beam test results..... | 289 |
| D.1 | Bewehrungspläne | 289 |
| | Reinforcement plan | 289 |
| D.2 | Messtechnik | 291 |
| | Measurement | 291 |
| D.3 | Ergebnisse Messungen Durchlaufträger | 292 |
| | Results of measurement DLT | 292 |
| D.3.1 | DLT1 | 292 |
| | DLT1 | 292 |
| D.3.2 | DLT2 | 293 |
| | DLT2 | 293 |
| D.3.3 | DLT3 | 295 |
| | DLT3 | 295 |
| E | Ergebnisse statische Versuche mit Querzug | 299 |
| | Static test results with transversal tension..... | 299 |
| E.1 | Schalungsplan | 300 |
| | Formwork plan..... | 300 |
| E.2 | Bewehrungsplan | 301 |
| | Reinforcement plan | 301 |
| E.3 | POT-01 (Referenzversuch ohne Querzug) | 302 |
| | POT-01 (reference test without transversal tension) | 302 |
| E.4 | POT-02 | 303 |
| | POT-02..... | 303 |
| E.5 | POT-03 | 304 |
| | POT-03..... | 304 |
| E.6 | POT-04 | 305 |
| | POT-04..... | 305 |
| E.7 | POT-05 | 307 |
| | POT-05..... | 307 |

| | | |
|-----|---|-----|
| E.8 | POT-06 | 308 |
| | POT-06..... | 308 |
| F | Ergebnisse statische Schub-Zug-Versuche | 310 |
| | Results of static shear-tension-tests..... | 310 |
| F.1 | Schalungsplan | 312 |
| | Formwork plan..... | 312 |
| F.2 | Bewehrungsplan | 313 |
| | Reinforcement plan | 313 |
| F.3 | POT-07 | 314 |
| | POT-07..... | 314 |
| F.4 | POT-08 | 315 |
| | POT-08..... | 315 |
| F.5 | POT-09 | 316 |
| | POT-09..... | 316 |
| F.6 | POT-10 | 317 |
| | POT-10..... | 317 |
| G | Ergebnisse zyklische Versuche mit Querzug | 318 |
| | Cyclic test results with transversal tension | 318 |
| G.1 | Schalungsplan | 319 |
| | Formwork plan..... | 319 |
| G.2 | Bewehrungsplan | 320 |
| | Reinforcement plan | 320 |
| G.3 | POT-11 (Referenzversuch ohne Querzug) | 321 |
| | POT-11 (reference test without transversal tension) | 321 |
| G.4 | POT-12 | 322 |
| | POT-12..... | 322 |
| G.5 | POT-13 | 323 |
| | POT-13..... | 323 |
| G.6 | POT-14 | 325 |
| | POT-14..... | 325 |
| G.7 | POT-15 | 327 |
| | POT-15..... | 327 |
| G.8 | POT-16 | 328 |
| | POT-16..... | 328 |

Formelzeichen

Notations

Formelzeichen nach DIN EN 1994-1-1:2010-12 und DIN EN 1993-1-9:2010-12 soweit nichts anderes angegeben:

Zur Unterscheidung der unterschiedlichen Versuchsserien werden folgende Abkürzungen eingeführt (anstelle von Serie 1 bis Serie x):

| | |
|--------|-----------------|
| EFT-xx | Einfeldträger: |
| DLT-xx | Zweifeldträger: |
| RE-xx | Rahmeneck: |
| PuT-xx | Pull-Out: |
| POT-xx | Push-Out: |
| CPT-xx | Platte: |

Große lateinische Buchstaben

| | |
|---------------------|--|
| C_1 | Bettungsziffer C_1 (gewählt: $C_1 = 80,9 \text{ N/mm}^3$) |
| C_2 | Bettungsziffer C_2 (gewählt: $C_2 = 8,09 \text{ N/mm}^3$) |
| C_3 | Bettungsziffer C_3 (gewählt: $C_3 = 0,43 \text{ N/mm}^3$) |
| C_{cyc} | Steifigkeit eines Verbundmittels unter zyklischer Belastung |
| C_{ini} | Anfangssteifigkeit eines Verbundmittels unter statischer Belastung |
| ΔP | Lastschwingbreite eines Verbunddübels |
| ΔS | Schlupfeschwingbreite |
| E_a | Elastizitätsmodul des Baustahls |
| E_{cm} | Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons |
| E_s | Rechenwert des Elastizitätsmoduls für Betonstahl |
| $F_{Ed, Po, Dübel}$ | Bemessungswert einwirkende Pull-Out-Kraft je Dübel |
| F_{po} | Rechenwert einwirkende Pull-Out-Kraft |

| | |
|-------------------|--|
| $F_{po,Dübel}$ | Rechenwert einwirkende Pull-Out-Kraft je Dübel |
| F_{quer} | <i>aufgebrachte Querkraft in der Bewehrung</i> |
| $F_{Rd,Po,Dübel}$ | <i>Bemessungswert der Pull-Out-Kraft je Dübel</i> |
| $F_{test,c1}$ | <i>charakteristische Pull-Out-Kraft aus Versuch im Punkt b</i> |
| $F_{test,c2}$ | <i>charakteristische Pull-Out-Kraft aus Versuch im Punkt d</i> |
| F_{Zug} | <i>Auszugskraft</i> |
| I_{ext} | Flächenträgheitsmoment der externen Bewehrung |
| L_{ank} | Verankerungslänge des Externen Bewehrungselementes |
| L_e | <i>Die elastische Länge des elastischen gebetteten Balkens</i> |
| L_{eff} | <i>Länge des gesamten Verbundträgers</i> |
| L_{kra} | Länge des Kragarms |
| P_C | Versuchslast zur Bestimmung der statischen Steifigkeit eines Verbundmittels |
| P_{max} | maximale Tragfähigkeit eines Verbunddübels |
| P_o | Oberlast eines Verbunddübels |
| P_{Rd} | Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Verbunddübels |
| P_{Rk} | charakteristische Tragfähigkeit eines Verbunddübels |
| P_{theo} | theoretische Tragfähigkeit eines Verbunddübels mit gemessenen Materialkennwerten |
| P_u | Unterlast eines Verbunddübels |
| R_{eH} | obere Streckgrenze des Baustahls |
| $Z_{i,\sigma}$ | ermittelte Auszugskraft am Verbunddübel anhand der Spannung σ_{Zug} |
| $Z_{Zyl,o}$ | obere Zylinderkraft zum Zeitpunkt der berechneten Spannung σ_{Zug} |
| $Z_{Zyl,u}$ | untere Zylinderkraft zum Zeitpunkt der berechneten Spannung σ_{Zug} |

Kleine lateinische Buchstaben

| | |
|---------------|--|
| a | Risslänge im Baustahl infolge zyklischer Belastung |
| b | Die Breite des Balkens [mm] |
| c_o, c_u | Betondeckung oben und unten |
| e_x | Länge eines Dübels, ($e=250$ mm) |
| $f_{c,cu}$ | Zylinderdruckfestigkeit des Betons |
| $f_{c,cyl}$ | Würfeldruckfestigkeit des Betons |
| f_{cd} | Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit des Betons |
| f_{ck} | Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons |
| $f_{ck,cube}$ | <i>Charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons</i> |
| f_{ct} | Betonzugfestigkeit |
| f_{Po} | Die gleichmäßige Belastung auf den EinfeldträgermodellDübel |
| f_{sd} | Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls |
| f_{sk} | charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls |
| f_y | Nennwert der Streckgrenze des Baustahls |
| f_{yd} | Bemessungswert der Streckgrenze des Baustahls |
| h_c | Betongurthöhe |
| $k_{f,G}$ | Spannungskonzentrationsfaktor global |
| $k_{f,L}$ | Spannungskonzentrationsfaktor Längsschub |
| $l_{b,min}$ | Mindestverankerungslänge |
| n | Anzahl Lastwechsel |
| t_w | Blechdicke |
| $w(x_m)$ | <i>Die maximale positive Durchbiegung in der Lage x_m</i> |
| w_A, w_B | Rissbreite infolge Querkzug über der Verbunddübelleiste, Platte A und Platte B |

| | |
|-----------|---|
| w_{eff} | <i>Durchbiegung des Trägers in der Feldmitte</i> |
| w_{kra} | <i>Durchbiegung am Trägerende</i> |
| x_m | <i>Lage der maximalen positiven Durchbiegung des elastisch gebetteten Balkens, wobei $x=0$ auf das Ende des Widerlagers bezogen ist.</i> |

Griechische Buchstaben

| | |
|------------------------|---|
| δ_C | Schlupf im Versuch zur Bestimmung der statischen Steifigkeit eines Verbundmittels |
| δ_o | Schlupf bei Oberlast |
| $\Delta\sigma_{DMS}$ | gemessene Spannungsschwingbreite am DMS |
| $\Delta\sigma_{ext,i}$ | extrapolierte Spannungsschwingbreite an der höchstbeanspruchten Stelle |
| $\Delta\sigma_{max}$ | gemessene Spannungsschwingbreite extrapoliert an die höchstbeanspruchte Stelle |
| δ_u | Verformungsvermögen eines Verbunddübels |
| δ_{uk} | charakteristisches Verformungsvermögen eines Verbunddübels |
| γ_M | <i>Materialfaktor</i> |
| ρ | Bewehrungsgrad des Betondübels |
| σ_{Zug} | Zugspannung am Verbunddübel |

1 Einleitung

Introductions

Kurzfassung

Die Verdichtung der Ballungsräume nimmt in einem immer größeren Maße zu. Die Städte modernisieren ihre Verkehrswege und bauen die Infrastruktur aus. Die Verkehrswege kreuzen sich in mehreren Ebenen. Die Anforderung an Brückenbauwerke ist daher, sie möglichst schlank auszuführen, um die Konstruktionshöhe zu verringern und gleichzeitig die Stützweite zu erhöhen zu können. So können unterführte Straßen ohne Stützenreihen projektiert werden, die zwischen Fahrbahn und Fußgängerweg stehen. Eine höhere Variabilität in der Wegführung, aber auch in der Transparenz der Bauwerke und freie Sichtbeziehungen sind die Vorteile.

Bei der Erneuerung von Eisenbahnbrücken ist es von großem Vorteil, wenn die Höhe der Gleislage unverändert bleibt. Ist eine Anhebung der Gleislage notwendig, erstreckt sich der Einfluss im Gleisbett durch die Anhebung über große Längen. Weichen und Bahnübergänge sind dann betroffen und müssen verändert oder umgebaut werden. Auch können durch geänderte Gleislagen im innerstädtischen Bereich neue Lärmschutzmaßnahmen zum Schutze der Anwohner notwendig werden. So ist auch bei Bahnstrecken die Forderung nach schlanken Konstruktionen mit geringen Konstruktionshöhen zentral.

Werden schlanke Bauwerke notwendig, kommen Verbundtragwerke zum Einsatz [SE05]. Der Stahlträger übernimmt als starkes Zugglied die Haupttragwirkung in Zusammenarbeit mit Betonfahrbahnplatte. Anfangs wurden statisch bestimmte Tragwerke entworfen. In letzter Zeit kommen aber zunehmend statisch unbestimmte Tragwerke zum Einsatz, um die Konstruktionshöhe vorzugsweise in Feldmitte weiter zu reduzieren [BRA06]. Der Verbundbau eignet sich für Rahmenkonstruktionen in besonderer Weise, da die Bauzustände einfach realisiert werden können. Indem Verbundfertigteile vorab mit einem Betonflansch versehen werden, kann die Rahmenwirkung am Widerlager oder der Stütze dadurch erreicht werden, dass die Zugkräfte direkt über die Bewehrung des Fertigteiflansches in den Unterbau eingetragen werden, indem Rahmeneck oder Pfeilerkopf vergossen werden. Diese Methode ist gemühtig gegenüber Fertigungsungenauigkeit und einfach auf der Baustelle zu realisieren [SCH01a]. Durch den Eigengewichtsverbund des Verbundfertigteils gestaltet sich der Stahlverbrauch sehr wirtschaftlich.

Den Vorteil des Eigengewichtsverbundes macht sich auch die Bauweise mit externer Bewehrung zu nutze. Ursprünglich wurde der Stahlträgerobergurt, der die Kopfbolzen für die Schubübertragung aufnimmt, durch eine Verbunddübelleiste ersetzt [SCH04]. Es war jedoch wirtschaftlich, den Stahlsteg durch einen Betonsteg zu ersetzen. Die Entwicklung wird in [SE13] erläutert.

Abstract

The densification of the cities is still progressing. Cities are improving its transportation network and are widening the infrastructure. Traffic routes are crossing in various levels. To reduce the construction height and to enlarge the span of the bridge by the way the focus in design of bridge structures is on minimizing the slenderness of the superstructure. The results are solutions without any additional rows of supports between road and pedestrian way. This arrangement allows a high flexibility for the road planning but also a high grade of the transparency of the structure and a good visibility range under the bridge are obvious advantages.

Especially in case of renewing railway bridges it is favorable not to touch the existing track level. The elevation of the rail alignment causes a track adjustment over a long distance in the neighboring rail track of the bridge. Railway points and railway crossings often have to be adapted. In urban surroundings noise barriers could become necessary to protect the residents next to the railway link. Therefore the demand of slender constructions including small construction heights is strongly required for the design of railway bridges.

A favorable solution for slender constructions are steel-concrete composite constructions [SE05]. The steel girder is the main member in co-operation with the concrete slab and acts as a strong member under tension. Initially the simple supported system was method of choice. Recently statically indeterminate systems are designed to reduce the construction height in the midfield [BRA06]. Composite constructions are particularly suitable for integral frame systems because the construction stage can be realized easily. By adding a concrete cord in a first step to create a prefabricated composite girder. With this composite girder the integral action can be achieved easily by introducing the tension forces of the reinforcement of the prefabricated concrete cord into the substructure by casting the retaining wall or the column head with concrete. This construction method is non-problematic due to production tolerances and to handle on site easily [SCH01a].

The benefit of the composite action from the beginning turns the construction method with external reinforcement to account. Originally the upper steel cord which carries the headed studs for the shear connection was substituted by the composite dowel strip [SCH04]. With the focus on an economical solution to replace the steel web with a concrete web. This development is figured out in [SE13].

1.1 Fragestellung Scientific issue

Bei den vorgestellten Projekten konnten die Konstruktionen nur im Rahmen der bereits gesammelten Erfahrungen anhand von Versuchsergebnissen entworfen werden. Die Klärung folgender Fragen ermöglicht eine weitere Verbesserung der Konstruktionsprinzipien.

1.1.1 Kopplung der Einfeldträgerketten zu Durchlaufsystemen Arrangement of simple supported girders to continuous girder systems

Derzeit ist es nicht möglich, Zweifeldsysteme mit externer Bewehrung auszuführen. Deutlich wird diese Problematik an den beiden Einfeldträgern in Simmerbach (vgl. Pkt. 2.4.2). Am Mittelpfeiler ergibt für den Bahnbetrieb eine ungünstige Konstellation. Die Überbauenden erfahren infolge Verkehrsbelastung vergleichsweise große Endtangentialdrehwinkel, die speziell bei der direkten Schienenbefestigung, wie sie das System VFT-Rail vorsieht, zu ungünstigen Belastungen der Schienenstützpunkte führt. Oft wird eine Ausgleichplatte nach Ril 804.5202 notwendig (Abbildung 1-1).

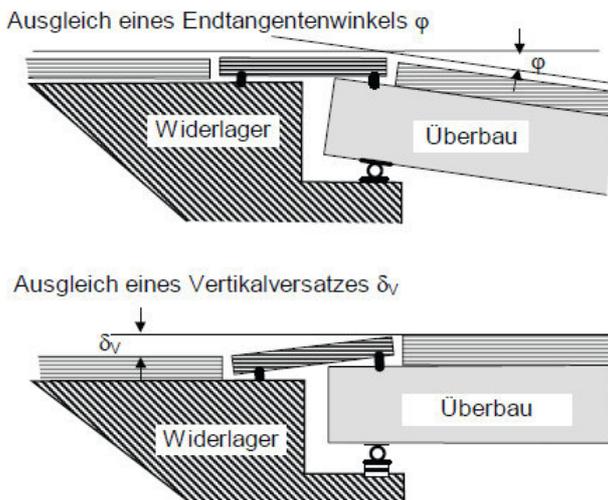


Abbildung 1-1: Prinzip der Ausgleichsplatte bei Bahnbrücken mit Fester Fahrbahn (aus [Ril 804.5202])

Principle of an approach slab of railway viaducts implementing non-ballast tracks

Ein Durchlaufsystem über zwei Felder würde diesen Anforderungen sehr einfach genügen. Zusätzlich kommt hinzu, dass ein Durchlaufsystem neben den Endtangentialdrehwinkeln auch geringere Durchbiegungen aufweist. Jedoch ist das Tragverhalten im Stützbereich nicht ausreichend untersucht.

1.1.2 Endverankerung der externen Bewehrung

Anchorage of external reinforcement

Rahmensysteme stehen im Brückenbau für eine robuste Lösung mit geringen Unterhaltungskosten. Im Bereich von Straßenbrücken sind in der Regel keine Fahrbahnübergänge erforderlich. Bei Bahnbrücken wird bei integralen Bauwerken die Problematik der Endtangentialwinkel komplett entschärft. Um Externe Bewehrung effizient in Widerlagern verankern zu können, ist es sinnvoll, auf Rückhängebewehrung in der externen Bewehrung zu verzichten und die Bewehrung nur in die Verbunddübel einzubinden. Jedoch entstehen abtreibende Kräfte, die zu einem Ausschälen der externen Bewehrung führen können. Um diese Kräfte aufnehmen zu können, wurde eine Rückhängebewehrung in Stegöffnungen der Externen Bewehrung eingebracht, die diese in den Flügel verankert (vgl. Pkt. 2.4.1). Die Bewehrung ist jedoch wesentlich einfacher zu verlegen, wenn die Bewehrung nur in die Verbunddübel eingelegt werden muss, jedoch nicht in Stegöffnungen eingefädelt werden muss.

Darüber hinaus ist der Einleitungslänge der Kräfte aus den einzelnen Stahlzähnen bei der Andverankerung noch nicht untersucht worden.

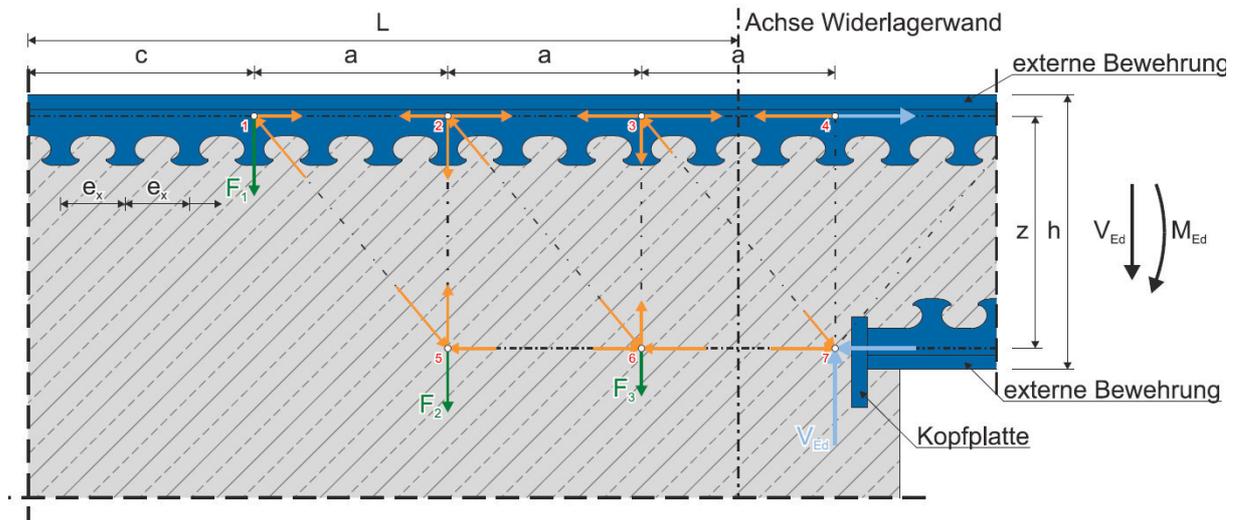


Abbildung 1-2: Stabwerksmodell Endverankerung
Trass model anchorage of system

Die Klärung dieser offenen Punkte ist wesentlicher Bestandteil des Forschungsprojekts.

1.1.3 Einfluss des Querzugs auf die Tragfähigkeit

Influence of lateral tension on the bearing capacity

Die Externe Bewehrung bietet die Möglichkeit, Bauteile sehr schlank auszubilden. Speziell bei Brücken, bei denen die Querrichtung maßgebend für die Konstruktionshöhe des Tragsystems wird, ist die Schlankheit von zentraler Bedeutung. Der in Abbildung 1-3 dargestellte Trogquerschnitt zeigt eine in Querrichtung orientiertes Tragsystem mit Externer Bewehrung. Dabei ist die Schlankheit wesentlich, um die unter der Brücke angeordneten Rohrleitung noch in ihrer Größe aufnehmen zu können. Liegt die Platte unterhalb der Nulllinie des Querschnitts, entste-

hen Zugspannungen, die senkrecht auf die Verbunddübelleiste wirken. Das Tragverhalten unter Verkehrslasten, wie sie bei Straßenbrücken auftreten, ist noch nicht experimentell abgesichert und damit eine Fragestellung, der sich dieses Vorhaben widmet.

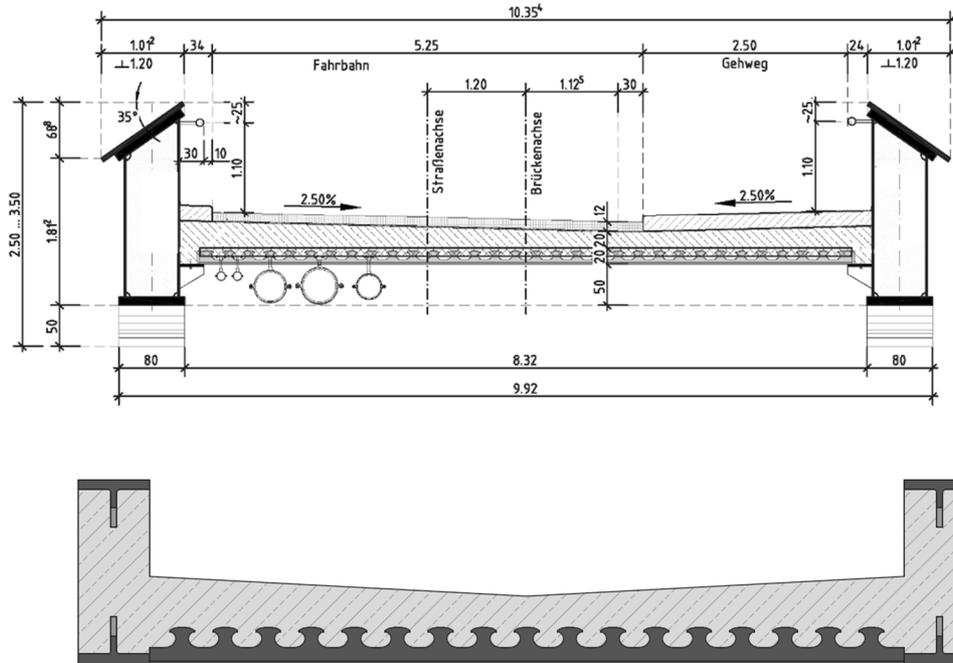


Abbildung 1-3: Trogquerschnitt mit querorientierter Externer Bewehrung
Trough bridge with lateral orientated external reinforcement

2 Anforderungsspezifikationen und Entwurf Requirement specification and design

Kurzfassung

Die Externe Bewehrung ist bereits bei einer Vielzahl von Projekten eingesetzt worden. In der Bemessung der Tragwerke sind Fragestellungen aufgetreten, bei denen Ingenieurmodelle entwickelt wurden, jedoch eine experimentelle Absicherung fehlt. In diesem Kapitel werden Projekte vorgestellt, in denen die Verbunddübelleiste ihre konstruktiven Vorteile zeigt, jedoch solche offenen Fragestellungen in der Praxis auftreten.

Abstract

The „external reinforcement“ had already a wide range of applications. While designing the structural systems several of questions arises. Design models were established to solve the problem but nevertheless experimental findings are missing to corroborate the design approach. This chapter describes executed projects which highlight the advantages of the composite dowel strip, though also these open questions occur in the practical design.

2.1 Allgemeines General

Die Anfänge des Verbundbrückenbaus in Deutschland liegen am Ende des 19. Jahrhunderts. Erste Eisenbahnbrücken wurden als Walzträger in Beton errichtet. Die Verbundwirkung wurde zu noch nicht berücksichtigt. Der Beton galt als Füllmittel, der eine abdichtende und korrosionsschützende Wirkung für den Stahlträger hatte.

Kurz vor dem zweiten Weltkrieg wurden in Deutschland Brücken mit Tonnen/Buckelblechen entwickelt und angewendet, bei denen dem Beton jedoch nur eine lastverteilende und aussteifende Aufgabe zugewiesen wurde.

Bauwerke mit einer planmäßig mitwirkenden Betonplatte waren derzeit die Ausnahme. Bedingt durch den zweiten Weltkrieg wurde die Entwicklung des Verbundbrückenbaus in Deutschland gebremst. Erste Bauwerke mit Trägerrosten wurden schnell durch zweistegige Plattenbalken mit Querträgern abgelöst. Auf den beiden Arbeitstagungen des deutschen Stahlbau-Vereins im Dezember 1949 und April 1950 in Hannover wurde der Ruf nach einer Normung laut. Als Ergebnis entstand die ‚vorläufigen Richtlinie für Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau‘, die im Jahre 1955 durch die erste DIN 1078 abgelöst wurde.

Zur Vermeidung von Rissen in den Fahrbahnplatten wurden diese längs und quer entweder durch Spannglieder innerhalb der Platte oder durch Montagemaßnahmen vorgespannt. Die Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl wurde zunächst durch aufgeschweißte T-, Winkelprofile, Rundstahl oder Spiraldübel erreicht. Die Entwicklung der Kopfbolzendübel in den 50er Jahren setzte sich rasch bis zum heutigen Zeitpunkt durch.

Der konkurrierende Spannbetonbau in den 60er und 70er hemmte die Weiterentwicklung des Verbundbaus. Die Schwierigkeiten mit der Vorspannung in den filigranen Fahrbahnplatten,

die aufwendige und arbeitsintensive Bauweise konnten mit den neuen Verfahren des Spannbetons wirtschaftlich nicht mehr konkurrieren. Verbundbrücken kamen nur noch in Sonderfällen zur Anwendung.

Mit diesen neuen Entwicklungen, aber auch dem stetig sinkende und dem immer höher werdenden maschinellen Vorfertigungsgrad von Bauteilen in Werken, konnte die Wirtschaftlichkeit des Verbundbaus erhöht werden. Dies und auch die Gestaltungsmöglichkeiten mit niedrigen Querschnittshöhen, Farb- und Formgebung führen dazu, dass der Verbundbau im Ausland, aber mittlerweile ebenso bei uns in Deutschland bei Bauwerken mittlerer und großer Spannweite eine attraktive Alternative darstellt.

2.2 Verbundmittel im Überblick

Overview composite dowels

Gegenüber den verschiedenen Formen haben sich die Kopfbolzendübel auf dem Markt durchgesetzt. Sie zeichnen sich durch einfache Herstellung und einen flexiblen kraftkonformen Einsatz aus. Konstruktive Regelungen sind in DIN 18800, DIN-Fb 104 und EN 1994 verankert, was ihnen planungsseitig grundsätzlich den Vorzug gegenüber alternativen Varianten gibt. Andere Verbundmittelarten bedürfen zur Anwendung in der Regel eines auf Versuchen basierenden Tragmodells nach EN 1994.

Eine Alternative zum KBD bot die Perfobondleiste mit die Erteilung der bauaufsichtlichen Zulassung für die Perfobondleiste im Jahr 1991. Die Schubkräfte werden dabei vom durchgehenden Stahlbauteil in den Beton über Ausnehmungen im Stahlblech übertragen. Die mit Beton ausgefüllten Ausnehmungen werden Betondübel genannt. Seitdem zeigten verschiedene Forschungsbemühungen von u. a. Zapfe [ZA01], Wurzer [WU97] und Reitz [RE03], dass Betondübel eine wirtschaftlich und mechanisch geeignete Variante zur Schubsicherung darstellen. Einen chronologischen Überblick zur Forschungsentwicklung gibt [P804]. In der Literatur hat sich für diese konstruktive Durchbildung der Schubkraftübertragung der Begriff „Verbunddübelleiste“, im Folgenden mit VDL abgekürzt, etabliert.

Die Perfobondleiste besitzt geschlossene kreisförmige Ausnehmungen. Es ist erforderlich, die Bewehrungsstäbe einzeln durch die Löcher zu fädeln, was einen größeren Aufwand beim Einbau der Bewehrung bedeutet. Mit diesem Hintergrund wurden Verbunddübelleisten mit offenen Ausnehmungen erforscht und weiterentwickelt

| Bezeichnung | Piktogramme |
|--|-------------|
| Lochleiste (z.B. Perfobondleiste) | |
| Kombidübel (z.B. Tropfenform, Schwalbenschwanz) | |
| Puzzleleiste | |
| Kronendübel | |
| Finnenform (Sägezahn) | |
| Klothoidenleiste | |
| Sonstige | |

Abbildung 2-1: Formen der Verbunddübelleisten
Different shapes of composite dowel strips

Weiterhin wurden Formen entwickelt, die eine Spannungskonzentration im Stahl weitestgehend minimieren. Unter diesem Gesichtspunkt kann für die Klothoidenform der beispielsweise die Kerbfallgruppe 125 angesetzt werden. Für Kopfbolzendübel muss aufgrund der Schweißnaht die Kerbfallgruppe 80 angenommen werden. Insbesondere für Tragwerke mit einem hohen dynamischen Belastungsanteil wie beispielsweise Eisenbahnbrücken stellt sich dieser Aspekt als bemessungsrelevant dar.

Die Vorteile der VDL gegenüber den Kopfbolzendübeln sind im Wesentlichen [P804], [HE111]:

- höhere Ermüdungsfestigkeit (bei geeigneten Ausnehmungsformen)
- höhere Tragfähigkeit,
- Einstufung als duktiles Bauteil möglich,
- verbessertes Nachbruchverhalten,

- Materialeffizienz; Schnittführung im Steg von Doppel-T-Trägern bringt zwei VDL, welche ohne den Einsatz von Schweißen eingebaut werden können,
- einfache Herstellung mit flexibel gestaltbaren Ausnehmungsformen und -größen,
- Einsatzgebiet für hochfeste Betone möglich [GW15].

2.3 Verbunddübelleiste Composite dowel strip

Der Verbunddübel stellt eine Verzahnung zwischen einem Betontragglied und einem Stahltragglied dar. Er besteht aus einem Stahldübel, der aus einem Stahlblech gefertigt wird und im Beton verankert wird. Die Verankerung wird durch eine pilzartige Verbreiterung nach oben hin gesichert. Der Betondübel ist der Gegenspieler des Stahldübel. Der Kernbereich, also der Bereich der direkten Kraftübertragung, ist zwischen den Stahldübeln und ist in Abbildung 2-2 gelb dargestellt und mit der Nummer „6“ bezeichnet. Ein Verbunddübel setzt sich aus Stahl- und Betondübel zusammen.

Auf dem Weg zu einer normativen Regelung der Verbunddübel stellt die [AZ13] die erste allgemeine eingeführte Berechnungsgrundlage für den Brückenbau dar. Mit der Zulassung werden Bemessungsregeln für puzzle- und klothoidenförmige Ausnehmungen abgedeckt. Diese haben sich als besonders leistungsfähig hinsichtlich Tragfähigkeit, Fertigung und Ermüdungsfestigkeit herausgestellt. Außerdem sind sie sehr wirtschaftlich herzustellen. Abbildung 2-2 zeigt die Bestandteile des Verbunddübels mit „Klothoidenform“.

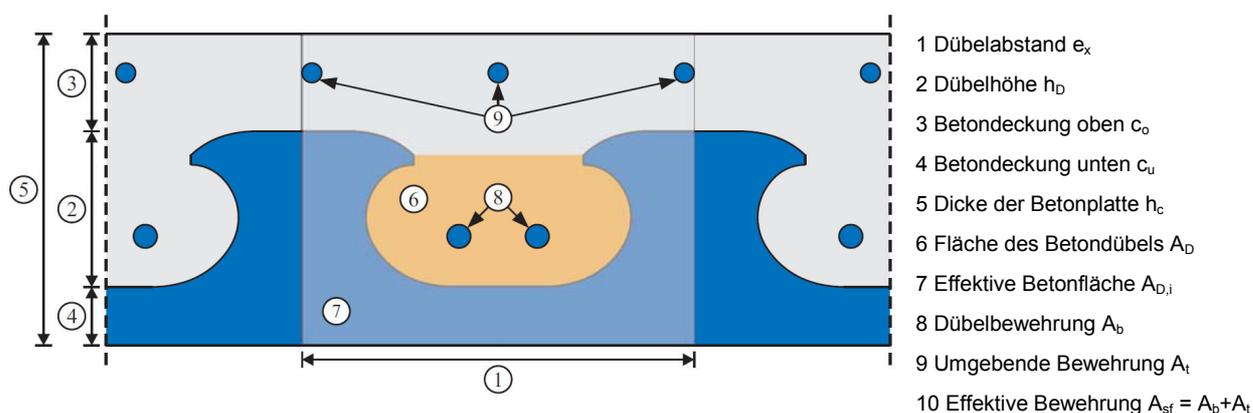


Abbildung 2-2: Bezeichnungen am Verbunddübel
Assignemts of composite dowel

Die Zulassung Z-26.4-56 regelt den Einsatz von Verbunddübeln zur Übertragung von Längsschubkräften in der Verbundfuge. Vom Stahlbauteil werden die Kräfte über Ausnehmungen im Stahlblech, die mit Beton gefüllt sind, übertragen. Dabei können geschweißte Grobbleche oder oberflanschlose Walzträger als externes Bewehrungselement gewählt werden. Die Zulassung gilt für Konstruktionen im Hoch- und Brückenbau unter ruhenden und nicht ruhenden Lasten

und fasst die wesentlichen Anwendungsparameter und –grenzen der geltenden Zulassung zusammen. Eine zentrale Rolle spielt die Bewehrung im Dübel. Sie verhindert ein Spalten der Platte und damit ein frühes Versagen der Verbindung auf Abscheren.

Tabelle 1: Anwendungsgrenzen der Zulassung für Verbunddübelleisten
Limits of the General technical approval of composite dowels strips

| Merkmal | Beschreibung | Kommentar |
|--------------------------|-------------------------------------|--|
| Stahlsorte | S 235 bis S 460 | DIN EN 10025, DIN EN 1090, DIN EN 1993-1-1 |
| Betongüte | C 20/25 bis C 60/75 | DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 |
| Herstellung | autogen. Brennschneiden | Auch möglich: verschweißte Bleche |
| e_y | 120 mm | Mindestabstand zweier VDL in Querrichtung |
| e_x | 150 ... 500 mm | Dübelabstand in Längsrichtung |
| t_w | 6 ... 60 mm | Blechdicke |
| Betondübelbewehrung | - | immer einzulegen, wirksam verankern |
| Einfassbewehrung | $0,15 * e_x$ unter Dübelgrund | zusätzlich bei Balken einzulegen |
| ebd. | $s_{max} = 300 \text{ mm}$ o. e_x | maximaler Abstand längs |
| ebd. | $< 12 * d_s$ | Abstand vom Stahlsteg |
| Verdübelungsgrad | $> 0,5$ | nach DIN EN 1994-1-1_6.6.1.2 |
| b_c | 250 mm | Mindestbreite Betonsteg |
| $c_{D,o}$ bzw. $c_{D,u}$ | 20 mm | Mindestbetondeckung der Dübel |
| h_d | $0,4 e_x$ bzw. $0,27 e_x$ | Ausnehmungshöhe für MCL- bzw. Puzzleform |

2.3.1 Bemessung des Stahldübel Design of the steel dowel

Der Stahldübel wird durch Schub und Biegung belastet. Die lokale Biegung des Stahldübel entsteht durch den Hebelarm zwischen dem Dübelgrund und der Resultierenden Betonpressung, die sich im Dübel aufbaut. Der Bemessungsansatz der [AZ13] entspricht einem reinen Schubnachweis (F/A) unter Berücksichtigung eines Formfaktors β , der in [SE09] vorgeschlagen wird. Die Länge der Schubfläche ist gleich dem Abstand der Stahldübel. Dabei drückt die Schubresultierende im Betondübel gegen den Stahlzahn. Durch den Hebelarm der Resultierenden der Teilflächenpressung zum Dübelgrund erfährt der Stahlzahn gleichzeitig Biegung.

In [LO13] wird dem Stahldübel entgegen den konservativen Abschermodellen von Wurzer [WU97] und dem der Zulassung [AZ13] ein plastisches Verformungsvermögen unter Berücksichtigung der Stahlverfestigung unterstellt. Es wird nachgewiesen, dass sich der Stahldübel in Längsrichtung verschiebt und dabei in Belastungsrichtung durchplastiziert und in einem weiteren Schritt durch die stützenden Kräfte des Betondübel eine zusätzliche Lastaufnahmekapazität besteht. Die stützende Kraft am Rücken des Stahldübel ist in

Abbildung 2-5 und Abbildung 2-6 gut zu erkennen. Die plastische Schubtragfähigkeit ist wesentlich höher einzuschätzen als der Widerstand aus der Biegesteifigkeit des einzelnen Dübels. Die Besonderheit seiner Untersuchungen liegt in dem Nachweis, dass sich durch die Kopfeinspannung des Dübels diese höheren Schubwiderstände ausbilden, als bisher in den Bemessungskonzepten zu Grunde gelegt wurde (vgl. Kap. 2.3, Nr.1).

Vergleich der Grenztragfähigkeit des Stahldübels $P_{R,k}$:

nach Wurzer [WU97] $P_{R,k} = 0,21 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_{y,k}$

nach Seidl [Se09b];[AZ13] $P_{R,k} = 0,25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_{y,k}$

nach Lorenc [LO13] $P_{R,k} = 0,34 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_{y,k}$

Der Ausdruck $0,21 \cdot e_x$ in Gl. (4.2) für den Stahlzahn wurde aus $0,7 b_a$ der Kombidübel nach [WU97] umgerechnet, wobei b_a für die Länge der Dübelbasis steht. Für heutige Berechnungen verwendet man die Gleichung nach [AZ13]. Nach [SE9b] darf gegenüber [WU97] ein etwa 20 Prozent höherer Widerstand angesetzt werden. Die neuesten Untersuchungen von [LO13] zeigen, dass der Stahldübel in der Lage ist, eine nochmals gesteigerte Last aufzunehmen, bevor er versagt.

In Abbildung 37 werden die plastischen Schubtragfähigkeiten des MCLStahldübels vergleichend mit durchlaufendem Steg und Rechteckdübeln gezeigt (aus [LO13]).

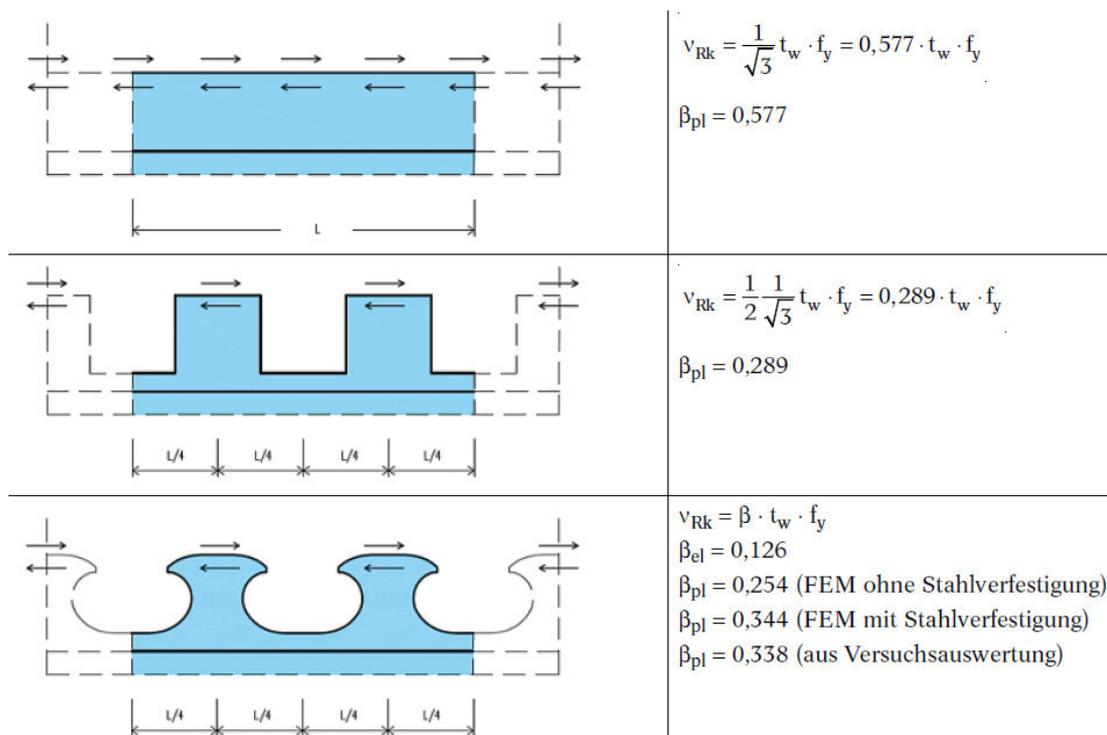


Abbildung 2-3: Plastische Schubtragfähigkeit des Stahldübels nach [LO13]
plastic shear capacity of steel towel [LO13]

Die Spannungsbilder aus der FE-Analyse [LO13] in Abbildung 2-4 zeigen deutlich den Übergang von einer Biegebelastung (a) zu einer teilweisen und dann kompletten Durchplastizierung des Stahlzahnes bei Erreichen des Traglastniveaus (d). Durch die nahezu starre Einspannung des Dübelkopfes in den Beton erfährt der Stahldübel Querkräfte, denen er einen großen Mate-

rialwiderstand entgegensetzen kann. Die Aufteilung der Resultierenden der Teilflächenpressung in ihre horizontalen und vertikalen Kräfte ergibt eine Schubresultierende bei etwa 1/7 der Dübelhöhe über dem Dübelgrund, wie in

Abbildung 2-5 zu sehen ist. Durch die Einspannung des Dübelkopfes bildet sich im Dübelrücken Stützkraft im Beton aus. Dieser Zustand bleibt so lange erhalten, bis sich der in Abbildung 2-6 rot dargestellte Ausbruchkörper im Beton nach unten ausbildet, ist das Stahlversagenskriterium nicht mehr gültig. Die Kräfteverhältnisse unterscheiden sich für die Spannungsniveaus des GZT und des GZG. Die stützende Kraft auf der passiven Dübelseite beträgt im GZG etwa 16,3 Prozent der Längsschubkraft F (vgl. Abbildung 39 links) und steigert sich bis auf 20 Prozent im GZT (vgl.

Abbildung 2-5).

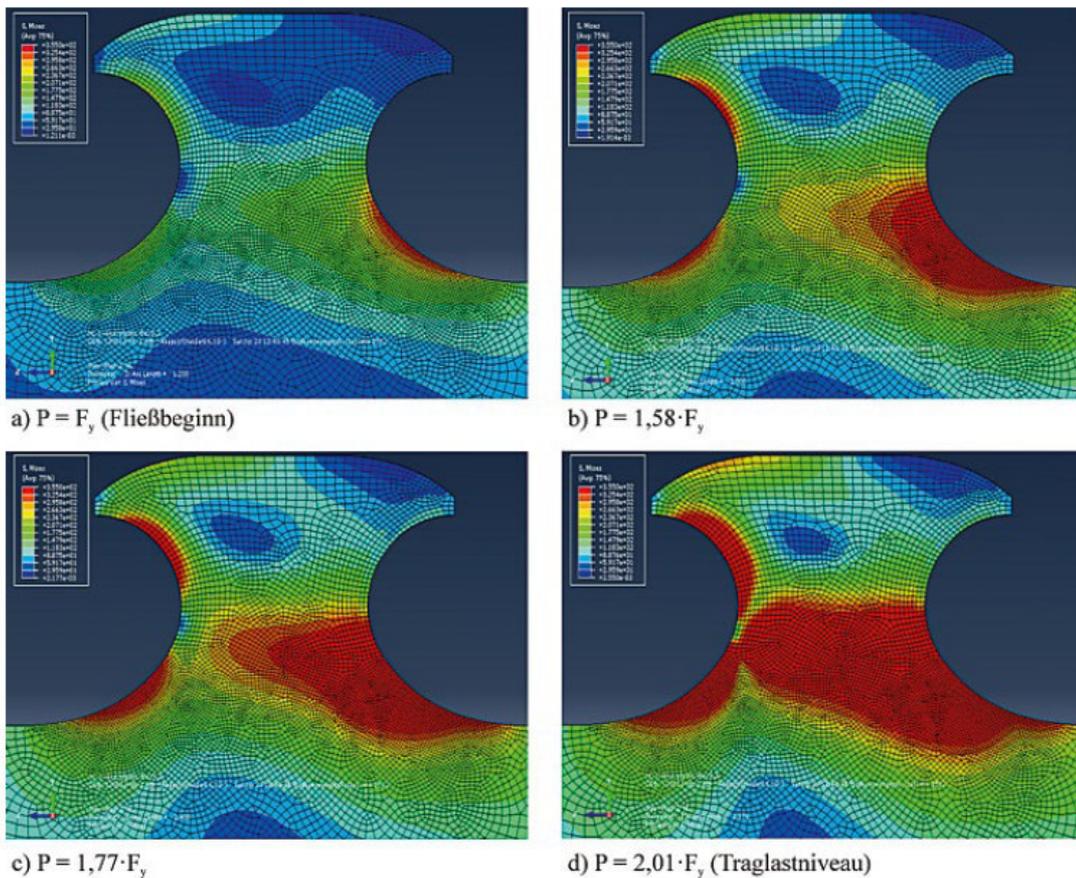


Abbildung 2-4: Vergleichspannung im Stahldübel für den Zeitpunkt „Beginn des Plastizierens“ bis „voll durchplastiziert“

equivalent stress at steel dowel by yield

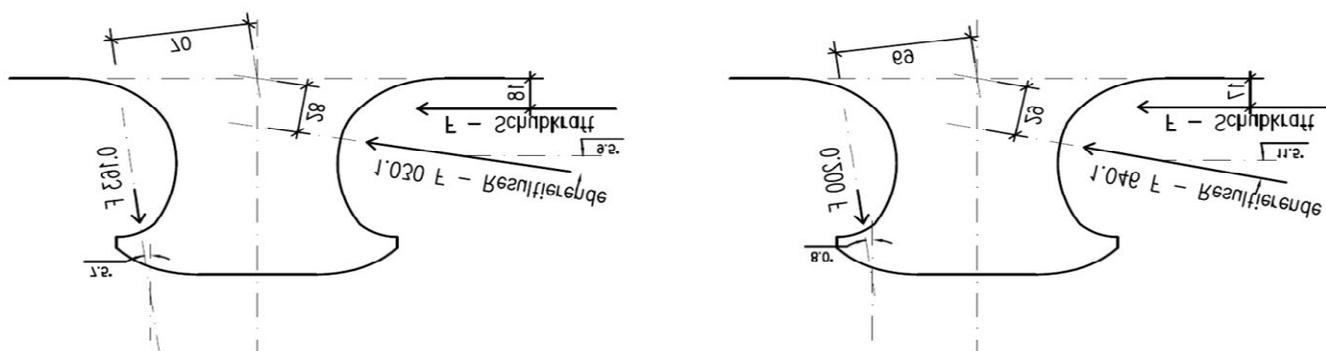


Abbildung 2-5: Kräfteverteilung im Betondübel im Gebrauchszustand (links) und im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus [LO13]
distribution of Forces for SLS (left) and ULS (right) [LO13]

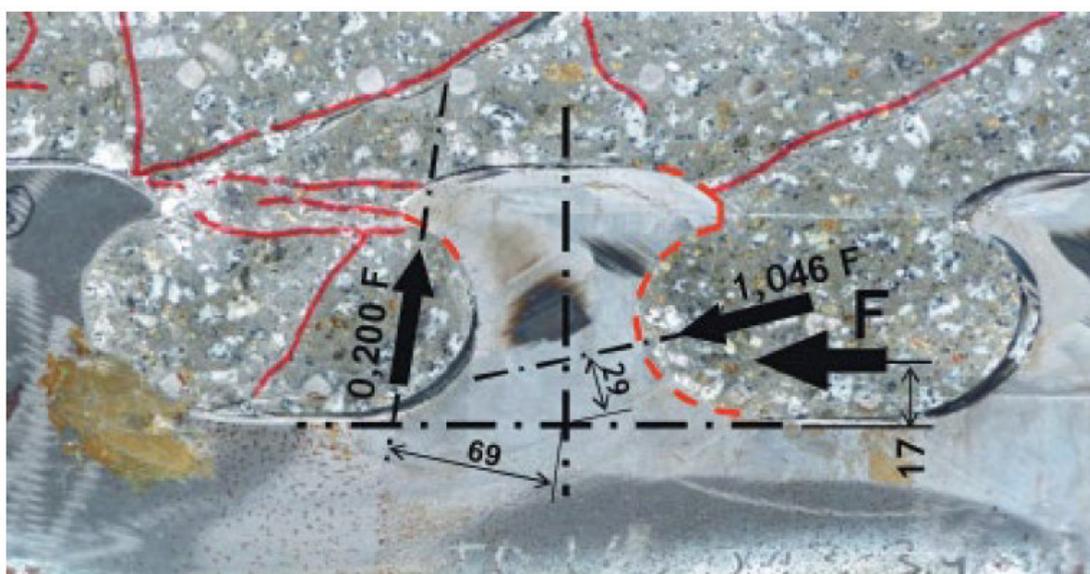


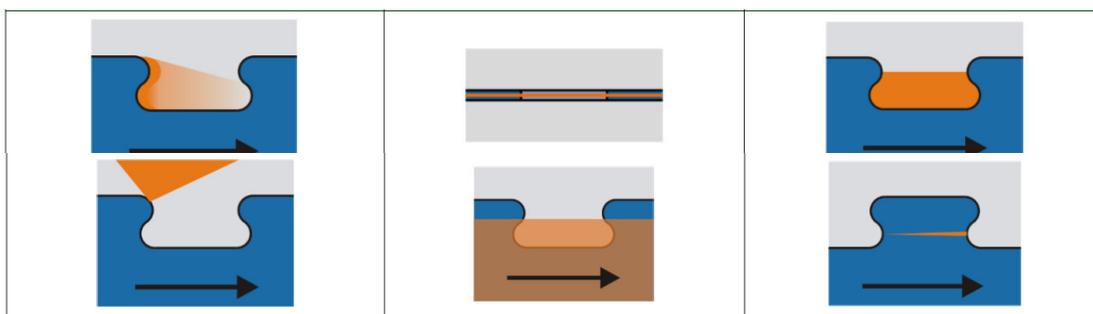
Abbildung 2-6; Längsschliff Versuchsträger des Verbunddübel MCL250/115 im GZT aus [LO13]
lengthwise of composite dowel MCL250/115 for SLS [LO13]

Am Längsschliff wird deutlich, dass der Ausstanzkegel tendenziell durch die Hinterschneidung am Dübelrücken durch eine Drehbewegung unten bzw. an der Hinterschneidung der Dübelvorderseite nach oben hervorgerufen wird und nicht durch den Krafteintrag über die Teilflächenpressung an der Dübelstirnseite.

2.3.2 Betonversagen Concrete failure

Betonversagen beginnt, indem durch die Teilflächenpressung an der Dübelstirnseite Druckkräfte quer gerichtete Zugkräfte Risse entstehen, die zu Spannungumlagerungen und danach zum Versagen des Betons führen.

Ein Spannungsmodell für den Betondübel stellt Wurzer in seiner Dissertation auf [WU97]. Darin wird der mehraxiale Spannungszustand und die Wirkung der erforderlichen Betonstahlbewehrung ersichtlich (vgl. Abbildung 2-8).



**Abbildung 2-7 Typische Versagensmechanismen nach [P804]
typical failure mechanism [P804]**

Legende zu Abbildung 2-7: oben v. l.: Teilflächenpressung, Spalten, Abscheren
 unten v. l.: Ausstanzen, vertikales Spalten, Stahlversagen (statisch)

(i) Abscheren des Betondübelns

Unter „Abscheren“ wird das zweischnittige Versagen des Betondübelns auf Schub verstanden. Dabei entstehen zwei Scherflächen in der Ausnehmung entsprechend der Dicke des Stahldübelns. Einen wesentlichen Einfluss neben der Betondruckfestigkeit und der Betondübelgeometrie haben die Querdruckspannungen im Betondübel im Bereich der Lasteinleitung. Diese bewirken eine Erhöhung der Schubtragfähigkeit des Betons (siehe Abbildung 2-8). Die wirksamen Querdruckspannungen nehmen mit zunehmender Entfernung zur Lasteinleitung ab. Einfluss auf die Schertragfähigkeit hat die Querbewehrung im Betondübel, welche für eine zusätzliche Verdübelung sorgt. Insbesondere bei kleinen Ausnehmungen wird das Abscherkriterium maßgebend für die Schubtragfähigkeit. Durch die Betondübelbewehrung wird das Versagen duktil. Bild 3 der Abbildung 2-7 zeigt die entsprechende Scherfläche innerhalb einer Dübelleiste.

Längsschubtragfähigkeit nach [AZ13] – Kriterium Abscheren:

$$P_{sh,k} = \eta_D \cdot e_x^2 \cdot \sqrt{f_{c,k}} \cdot (1 + \rho_D) \quad (2.1)$$

Darin beziehen der Formfaktor η und der Dübelabstand e_x die Fläche des Betondübelns ein und über ρ_D wird der Bewehrungsgrad im Betondübel berücksichtigt.

(ii) Ausstanzen eines Betonkeils in der Dübelebene

„Ausstanzen“ beschreibt den Ausbruch des Betons auf der lastzugewandten Seite verstanden. Infolge der hohen Betonpressung im Bereich der Lasteinleitung bilden sich Querzugspannungen aus, die bei einer geringen Betondeckung zum oberflächigen Ausbruch des Betons führen können. Das Bild 4 der Abbildung 2-7 zeigt die kegelförmige Ausbruchfigur ausgehend vom Dübelkopf entsprechend den Untersuchungsergebnissen von [HEI11]. Bei flachen Verbundträgern im Hochbau wird diese Ausbruchrichtung maßgebend. Es ist ebenso möglich, dass sich der Kegel nach unten abbildet. Die [AZ13] beschreibt den Bruchkörper ausgehend vom Zentrum des Betondübelns, wobei im Nachweis der Ausbruch nach oben und unten abgedeckt werden. Durch den Einbau von Einfassbügeln wird dieses Versagen ausgeschlossen und es stellt sich ein duktileres Verhalten ein. Längsschubtragfähigkeit nach [AZ13] – Kriterium Ausstanzen:

$$P_{p0,k} = \chi_x \cdot \chi_y \cdot 90 \cdot h_{p0}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{c,k}} \cdot (1 + \rho_{D,i}) \quad (2.2)$$

Die Faktoren χ berücksichtigen sich eventuell überschneidende Ausbruchkegel in Längs- und Querrichtung, h_{p0} gibt die Höhe des Ersatzkegels an und über $\rho_{D,i}$ wird ähnlich wie beim Abschernachweis der Bewehrungsgrad im Betondübel einbezogen.

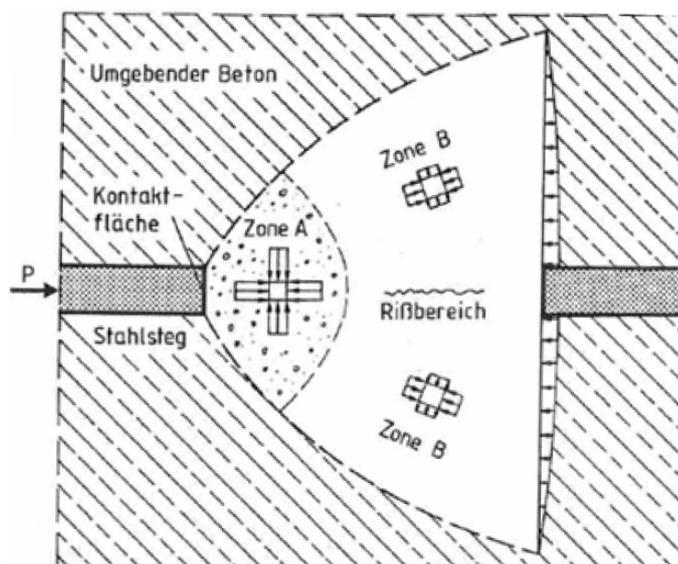
Im Zuge umfangreicher Versuchsreihen wurden auch andere Versagensmechanismen als die zuvor genannten untersucht. In verschiedenen Forschungsvorhaben (vgl. [P804]) wurde belegt, dass durch die Einhaltung einfacher konstruktiver Grundsätze, beziehungsweise der konstruktiven Erfordernisse gegen andere Versagensmodi diese Bereiche gleichzeitig mit abgesichert werden.

(iii) Spalten

Das „Spalten“ des Betongurts beschreibt die Spaltzugkräfte, die sich vor dem Stahldübel in der Betonausnehmung in Querrichtung ausbreiten. Sie führen zu einem längs gerichteten Spaltriss. Durch das Einlegen von Betonstahl als Querbewehrung werden diese Kräfte aufgenommen. Fehlt diese Bewehrung, kommt es zu einem spröden Versagen der Verbunddübelste. Abbildung 2-8 zeigt den sich bildenden Riss in Trägerlängsrichtung. Aufgrund des sich einstellenden mehraxialen Spannungszustandes am Stahlzahn wird das Betongefüge zerstört. Vom Bereich A der Abbildung ausgehend bilden sich zwei Druckstreben aus, welche einen Querzug im Betondübel bewirken. Der Versagensfall Spalten beschreibt den primären Zustand, der durch Rissbildung zur Aktivierung der Betondübelbewehrung führt. Nur wenn der Beton unbewehrt ist, kommt es zu einem spröden Versagen. Andernfalls stellt sich ein sehr ausgeprägtes Nachbruchverhalten ein.

(iv) Teilflächenpressung

Bei der „Teilflächenpressung“ übersteigt der Betondruck an der Kontaktfläche zum Stahldübel die zulässigen Druckspannungen, wie zuvor beschrieben (vgl. Abbildung 2-8). Diese Erscheinung ist insbesondere bei dünnen Stahlleisten zu beobachten. In wie weit sich ein mehraxialer und damit erhöhter Spannungszustand am Stahldübel einstellen kann, hängt auch von der Betondübelbewehrung ab, welche den Beton umschürt. Es darf angenommen werden, dass durch eine ausreichende Umschnürung des Betonkörpers kein Ausweichen des Betonkörpers durch die Entstehung von Rissen stattfindet. Unter dem Ansatz des mehraxialen Spannungszustandes wird der Beton vor der Stahlleiste pulverisiert. Die Untersuchungen von [AN90], [HA05] und [HA07] zeigen, dass die Versuchskurve nach Überschreitung der Teilflächenpressung nicht oder nur langsam abfällt [P804], da der Beton ein hohes Resttragvermögen besitzt.



**Abbildung 2-8: Spannungen im Betondübel nach [WU97]
stress in concrete dowel [WU97]**

(v) Vertikales Spalten

Unter dem Begriff „Vertikales Spalten“ versteht man das Abplatzen der unteren Betondeckung durch die Überschreitung von Betonzugkräften. Dies geschieht durch die nach unten gerichteten Abtriebskräfte und findet in Höhe der eingelegten Zusatzbewehrung statt. Besonders anfällig sind hier Plattenbalkenquerschnitte mit geringen Stegdicken. In [SE09b] wird ein Bemessungsmodell hergeleitet, wonach durch den Einbau von Zusatzbewehrung und Einfassbügel ein Versagen ausgeschlossen werden kann. Bild 5 der Abbildung 2-7 zeigt schematisch die Lage des Risses. Erfahrungsgemäß ist es unkompliziert, genügend Längsbewehrung in die untere Umlenkung der Einfassbügel zu legen, um dieses Kriterium abzusichern.

2.4 VFT-WIB-Bauweise VFT-construction type

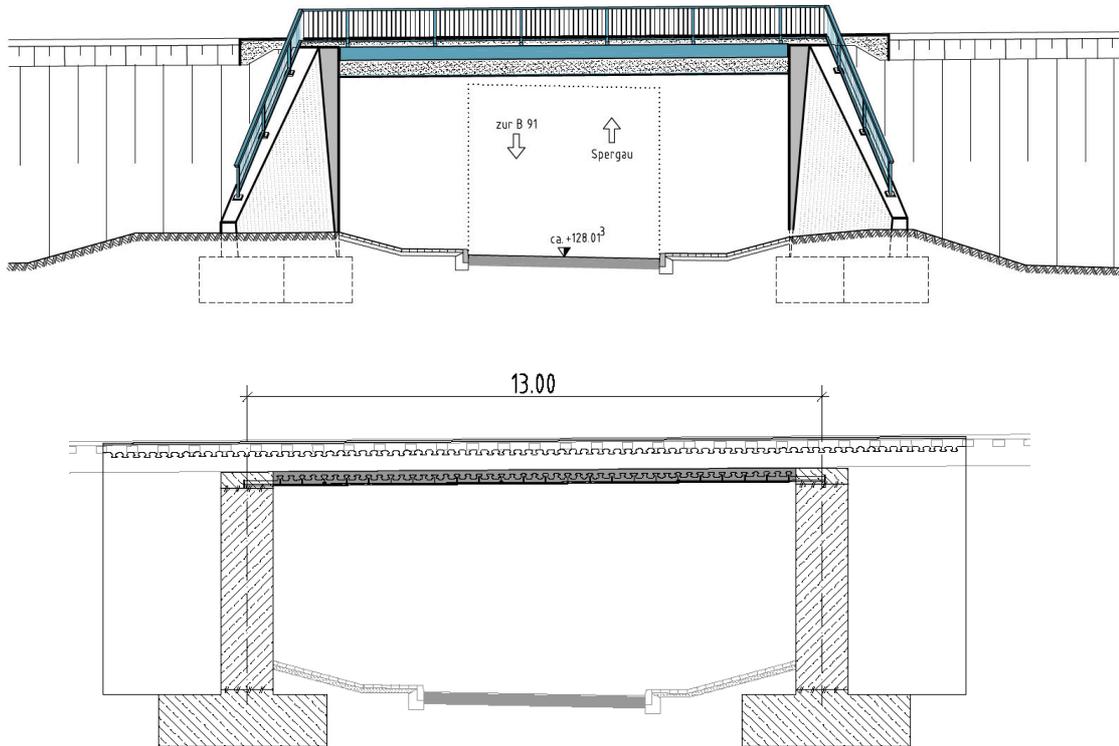
2.4.1 Eisenbahnbrücke als Trogquerschnitt Viaduct for the railway with a trough cross-section

Die Eisenbahnbrücke EÜ Leuna wird als flach gegründetes integrales Rahmenbauwerk ausgeführt. Die Brücke besitzt eine Spannweite von 13,0 m als Trogquerschnitt (vgl. Abbildung 2-9). Die Höhe der Hauptträger beträgt 1,07 Meter (vgl. Abbildung 2-10), was vor allem aus der Erfordernis resultiert, das Gelisbett durchzuführen. Daraus ergibt sich eine geringe Schlankheit von etwa $L/12$.

Die statische Berechnung zeigt viele Besonderheiten. Beispielsweise wurde erkannt, dass die Einspannung der Fahrbahnplatte in die Widerlagerwände dazu führt, dass bis etwa drei Meter ab dem Widerlageranschnitt wesentliche Lastanteile direkt über die Fahrbahnplatte aufgenommen und in die Widerlagerwände abgetragen werden. Somit trägt die Fahrbahnplatte nur in Feldmitte entsprechend ihrem Wirkmechanismus die Lasten in die Hauptträger weiter, wohingegen sie sich im Rahmeneckbereich auch an der Abtragung der Längskräfte beteiligt. Dadurch werden die Längsträger im Rahmenbereich entlastet.

Leuna

nach Großkorbetha



**Abbildung 2-9: Ansicht und Längsschnitt der Eisenbahnüberführung [SSF]
view and longitudinal section of railway crossing [SSF]**

Für die Trogwangen werden die externen Bewehrungselemente (halbierte HD-Profile) sowohl im Biegedruck- als auch im Biegezugbereich verwendet.

Die Fahrbahnplatte wird in Querrichtung im Bereich der Zugzone durch halbierte Walzträger (HP-Profile) als Externe Bewehrung. Sie werden bewusst nicht auf die untere Stahllamelle der Längsträger aufgelegt. Die Einleitung der Querkräfte erfolgt indirekt nach den Regeln des Stahlbetonbaus. Die Fahrbahnplatte besitzt in Feldmitte eine Konstruktionshöhe von 35 Zentimeter und am Anschnitt zum Hauptträger 45 Zentimeter. Beim diesem Einsatz wurde die Externe Bewehrung mit schlaffer Bewehrung redundand eingesetzt, da die Forschungsergebnisse für die Verankerung der externen Bewehrung bei der Herstellung noch nicht vorlagen.

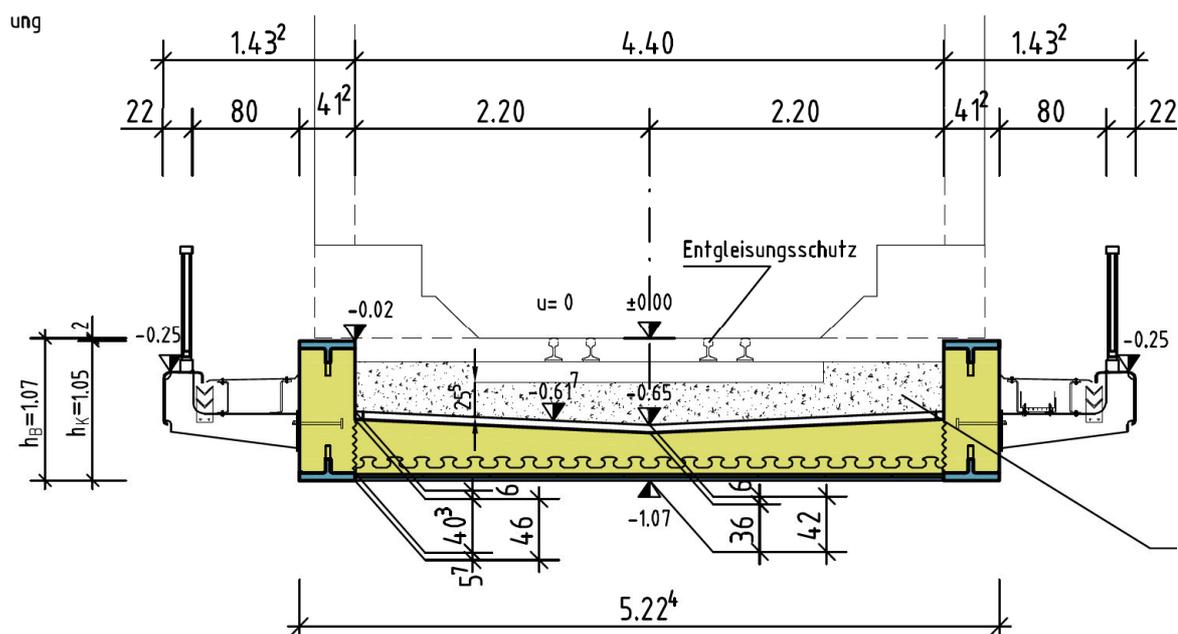


Abbildung 2-10: Trogquerschnitt der Eisenbahnüberführung [SSF]
trough section of railway crossing [SSF]

Die Übertragung der Längsschubkräfte zwischen den Verbundpartnern Stahl und Beton erfolgt bei dieser Konstruktion über Verbunddübel mit der Klothoidengeometrie in einem Längsraster von 250 und einer Stahlzahnhöhe von 115 Millimeter. Da diese Pilotbrücke vor Einführung der [AZ13] errichtet wurde, findet sich hier noch eine vergrößerte Dübelgeometrie gegenüber der Zulassung. Sie müsste nach heutigen Regeln 100 Millimeter betragen.

Die kraftschlüssige Verankerung der (oberen) Biegezugbewehrung im Rahmeneck der oberen externen Bewehrungselemente und somit die Sicherstellung der Einspannwirkung wird im rückwärtigen Teil der Widerlagerwand über einen 3,25 m langen „Rucksack“ sichergestellt. Der Kräftefluss im Rahmeneck wird über ein Fachwerkmodell abgebildet. Als Ersatz für eine konventionelle Rahmeneckbewehrung werden Rückhängeschlaufen mit einem Durchmesser von 25 Millimeter durch eine Stegblechbohrung geführt, womit ein Auszug der Verbunddübelleiste unmöglich wird (vgl. Abbildung 2-11, Position 13).

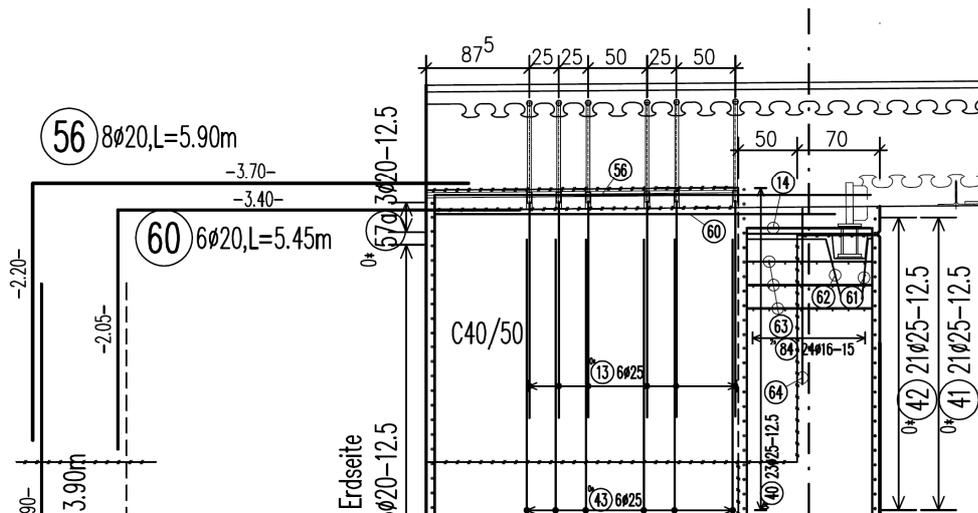


Abbildung 2-11: Bewehrungsführung zur Verankerung der Externen bewehrung gegen Ausschalen bei der Brücke Infraleuna
reinforcement work for anchoring the external reinforcement against stripping at bridge Infraleuna

2.4.2 VFT-Rail Brücken VFT-rail bridges

Das Prinzip der externen Bewehrung ist der Ausgangspunkt für die Konstruktion der VFT-Rail Brücken. Die Stahllamellen werden an der Ober- und Unterseite der Brücke angeordnet, um einen größtmöglichen inneren Hebelarm des Stahls zu erreichen. Sie sind schubfest über die Verbunddübel mit dem Beton verbunden. Bei den hoch dynamisch beanspruchten Bahnbrücken ist speziell auf der Brückenunterseite, die auf Zug beansprucht ist, eine ermüdungsgerechte Schnittform der Verbunddübelleiste zu wählen.

Die VFT-Rail Brücken kommen dann zum Einsatz, wenn ein Ersatzneubau erforderlich wird, bei dem eine offene Fahrbahn bei teils größeren Stützweiten und gleichzeitig nicht veränderter Schienenlage ersetzt wird. Diesen Anforderungen wird ein direkt befahrener Überbau am besten gerecht. Durch einen vertieften Schienenkanal verringert sich jedoch die Druckzone im Beton deutlich und kann die hohen Druckkräfte auch beim Einsatz von Hochleistungsbetonen nicht mehr aufnehmen. Die Externe Bewehrung in Form der Stahllamellen kann die hohen Druckkräfte übernehmen und erhöht zugleich die Steifigkeit des Überbaus.

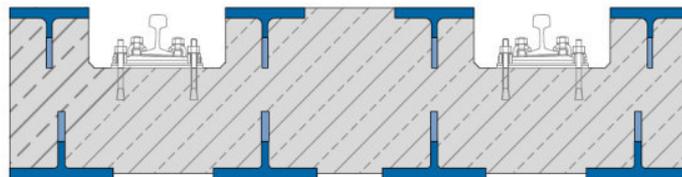
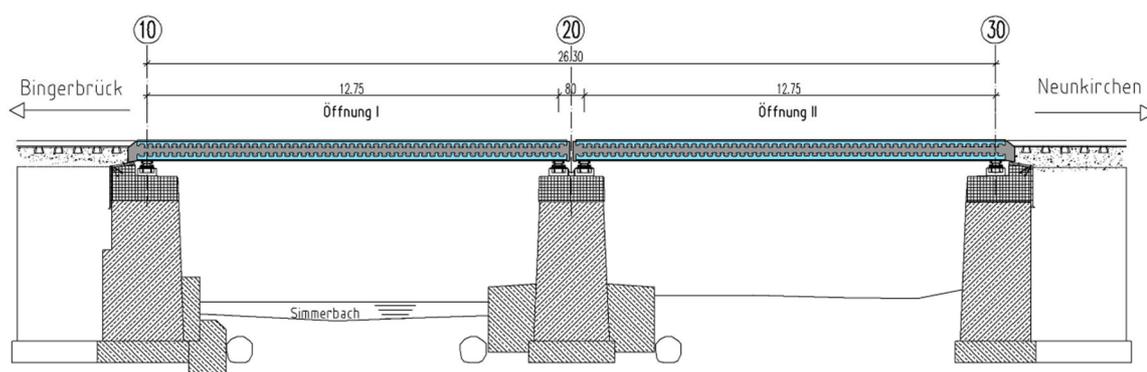


Abbildung 2-12: Querschnitt VFT-Rail
cross-section VFT - Rail

2.4.2.1 Brücken Simmerbach Railway bridge Simmerbach

Im Verlauf der Nahetalbahn zwischen Bingen und Saarbrücken ist der Simmerbach zu queren. Die bestehende Brücke aus dem Jahr 1857 bestand aus gelenkig gelagerten Stahltrögquerschnitten mit Schotterbett; gespannt über zwei Felder zu je 12,40 Meter.



**Abbildung 2-13: Längsschnitt Überbau EÜ Simmerbach
longitudinal section EÜ Simmerbach**

Innerhalb eines Pilotprojektes kamen für den Ersatzneubau im Jahr 2011 erstmalig VFT-Rail Träger zum Einsatz. Die Unterbauten blieben erhalten und die Träger wurden auf vorgefertigte Lagerbankkonstruktionen aus Stahlbeton gesetzt. Der balkenartige Überbauquerschnitt (vgl. Abbildung 2-14) kommt mit einer Konstruktionshöhe von 66 Zentimeter bei einer Stützweite von 12,75 Meter aus (vgl. Abbildung 2-13). Um die Bauhöhe zu reduzieren, befinden sich die Schienen in speziellen Fahrkanälen. Durch diese Bauweise wird das Prinzip der Festen Fahrbahn genutzt und es kann auf ein Schotterbett verzichtet werden. Als externe Bewehrungselemente werden halbierte Walzträger sowohl in der Biegezug- als auch in der Biegedruckzone verwendet.

Da es sich um das erste Projekt dieser Baureihe handelt, wurde eine Redundanzbewehrung in Längsrichtung eingelegt, die den Ausfall der externen Bewehrungselemente kompensieren würde. Die Bauzeit konnte für den Ersatzneubau auf eine Wochenendsperrpause verkürzt werden. Dafür wurden die Lagersockel, die Begleitwege und die Überbaufertigteile vorgefertigt. Diese minimale betriebliche Unterbrechung des Bahnverkehrs spielt für im Bestand neu zu errichtende Bauwerke eine große Rolle.

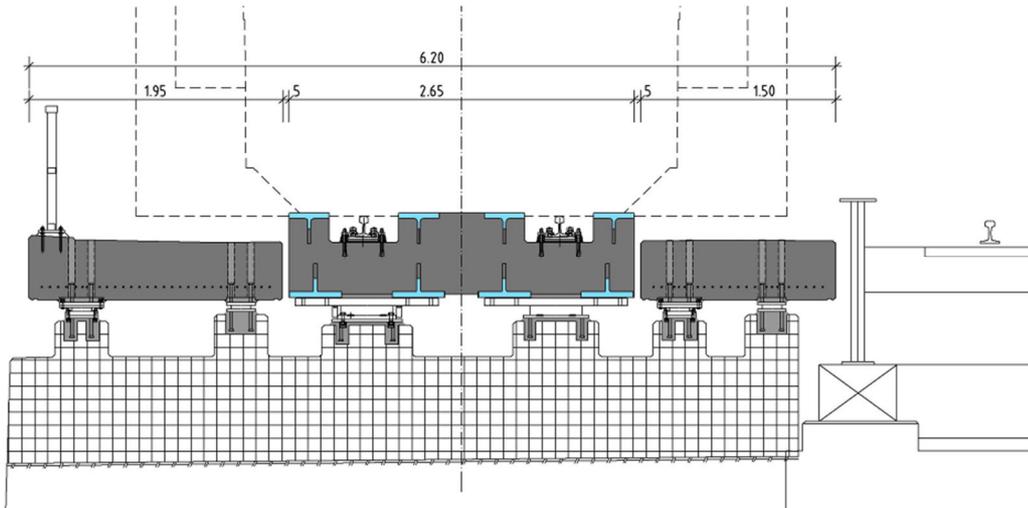


Abbildung 2-14: Querschnitt EÜ Simmerbach
cross-section EÜ Simmerbach

Ein Fertigteil wiegt 65 Tonnen und ist 13,70 Meter lang. Im Fertigteilwerk wurden die Träger in Negativlage betoniert, um im Bereich der Schienenkanäle eine optimale Betonqualität zu erzielen.

2.4.2.2 Langebach viaduct Brücken Langenbach

Die Brücken Langenbach liegen nordöstlich von München bei Freising. Die lichte Weite des neuen Bauwerks beträgt 9,90 m, die Gründung der neuen Widerlager erfolgt hinter den Widerlagern des bestehenden Bauwerks. Das neue Bauwerk ist mit einem Bauwerkswinkel von 100 gon konzipiert.

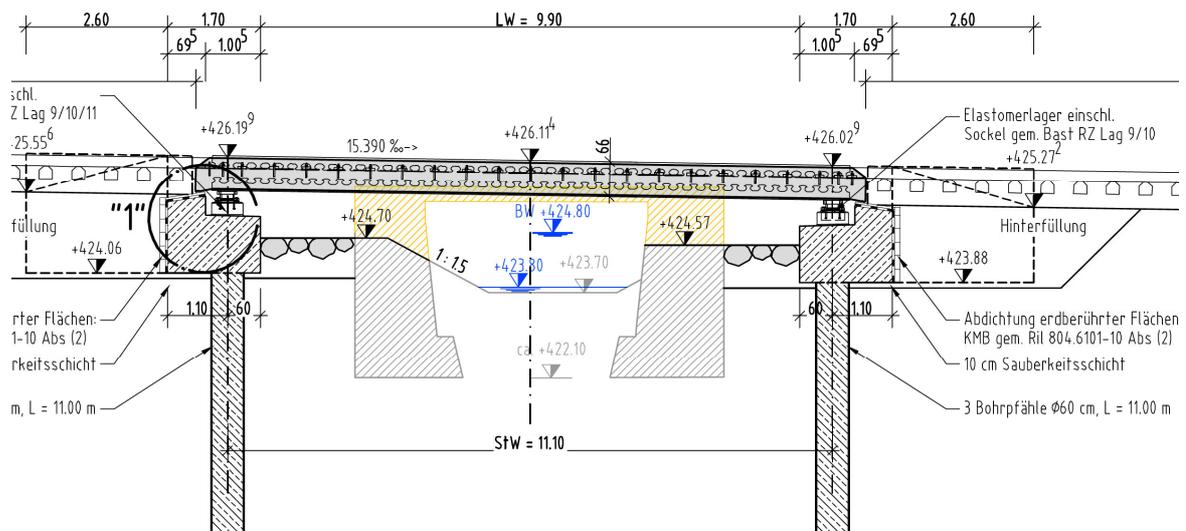


Abbildung 2-15: Querschnitt EÜ Langenbach I
Cross-section of 1st Langebach viaduct

Der Eisenbahnüberführung Langenbach I liegen folgende Entwurfsэлеmente zugrunde:

- Konstruktionsart: 1-Feld-Brücke mit Fertigteilüberbau
- Gründung: Tiefgründung mittels Ortbetonbohrpfähle
- Stützweite: 11,10 m
- lichte Weite: 9,90 m
- Gleisbogenhalbmesser: - 302 m
- Überhöhung: 50 mm
- Entwurfsgeschwindigkeit: 50 km/h
- Breite zwischen den Geländern: 6,31 m (mit beiderseitigen Rettungswegen)
- Lastannahmen: LM 71, SW/0 und SW/2 gem. DIN EN 1991 und Ril 804
- Klassifizierungsfaktor: $\alpha = 1,00$

Auf dem Bauwerk sind die Schienen auf dem Überbau mit direkten Schienenbefestigungen auf dem Fertigteil gelagert.

Im Anschluss an den Überbau sind jeweils 25 Schwellen B90 einzubauen.

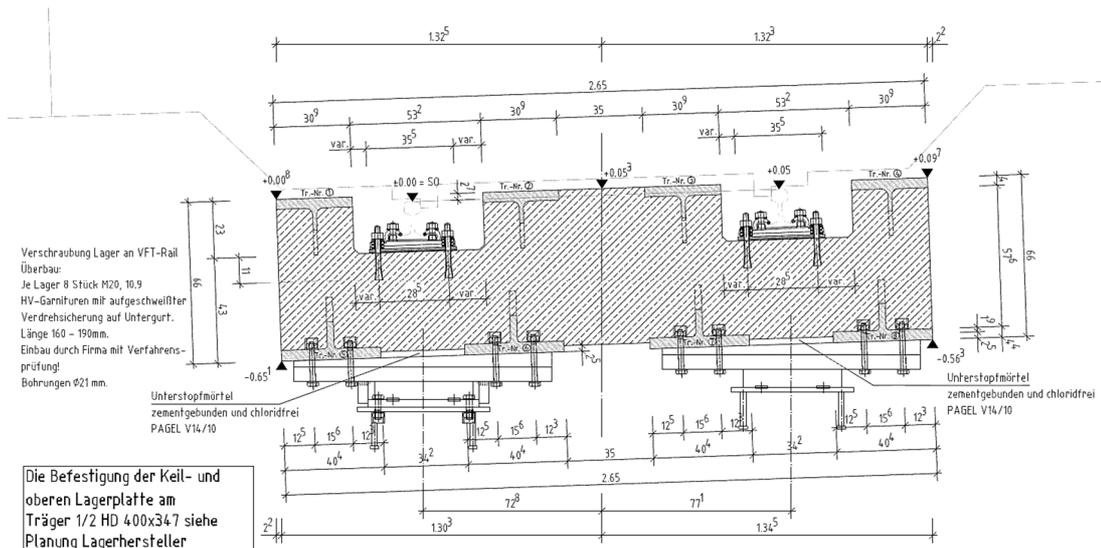


Abbildung 2-16: Querschnitt EÜ Langenbach I am Widerlager
Cross-section of the first Langenbach viaduct at the support

3 Statische Versuche

Static tests

Kurzfassung

Zur Untersuchung des statischen Tragverhaltens von externen Bewehrungselementen in Balkensystem wurden drei verschiedene Testreihen durchgeführt. Diese umfassten sechs Einfeldträger (EFT), zwei Rahmeneckversuche (RE und WL) und zwei Pull-Out Versuche (PuT). Es konnte damit der Pull-Out Effekt der externen Bewehrungselemente, die Lastübertragung der externen Bewehrungselemente am Widerlager und das Traglastverhalten der Dübel unter Zug in vertikaler Richtung erfasst werden. Dazu wurden mechanische Ersatzsysteme vorgeschlagen, um das Tragverhalten für verschiedene Lastsituationen zu untersuchen. Der genaue Versuchsaufbau, Messtechnik, Versuchsablauf und Versuchsauswertung wurde in den Kapiteln 3.1, Kapiteln 3.2 und Kapitel 3.3 dargelegt.

Um den Einfluss von statischen Zugkräften und dem Verformungsverhalten senkrecht zu den Dübeln zu bestimmen, wurden sechs Push-Out Versuche durchgeführt. Zusätzlich wurde in vier weiteren Versuchen die Schub-Druck-Interaktion untersucht und der Versuchsaufbau, Messtechnik, Versuchsablauf und Versuchsauswertung wurde in Kapitel 3.4 beschrieben.

Abstract

To investigate the static load-bearing behavior of the composite dowel in beam structures three group static tests were carried out, including six single span beam tests (EFT), two frame corner structure tests (RE and WL) and two Pull-Out tests (PuT). The Pull-Out effect of the external reinforcement element, the force transferring between the composite dowel and concrete beam, the rational anchorage length of the external reinforcement in abutment, and the load-bearing capacity of the composite dowels under tensile load in vertical direction were studied. Mechanical models were proposed to investigate the composite dowel under different load conditions. Subsequently test setup, measurement instrumentation, test procedure and test evaluation are described in chapter 3.1, chapter 3.2 and chapter 3.3.

To investigate the influence of centric tension perpendicular to the composite dowel on the static bearing and deformation behaviour six static push-out tests were carried out. Additionally, the shear-pull-interaction are investigated in four tests. Subsequent test set-up, measurement instrumentation, test procedure and test evaluation are described in chapter 3.4.

3.1 Einfeldträgerversuch Single-span-beam tests

3.1.1 Allgemeines General

Eine wesentliche Voraussetzung für den Lastabtrag zwischen Beton und externem Bewehrungselement ist die Übertragung des horizontalen Schubs in der Verbundfuge. Ist der Träger, wie in der vorliegenden Untersuchung, nur in einem lokalen Bereich durch externe Bewehrungselemente verstärkt, wird das externe Bewehrungselement nicht bis zu den Widerlagern geführt, sondern endet davor. Eine solche Konstruktionsform ist insbesondere im Fall von Rahmenbrücken ist eine wirtschaftliche Variante.

In den Endbereichen der Verbundleiste wurde die Schubübertragung von der externen Bewehrung in den Stahlbetonkörper des Trägers als maßgebender Versagensmodus für die Gesamttragfähigkeit des Trägers untersucht. Dabei war neben der Verteilung des Schubes auf die einzelnen Dübel im Endbereich auch die Übertragung des Schubes von der externen Bewehrung in die konventionelle Bewehrung zu betrachten.

Um die Frage der notwendigen Übergreifung zwischen konventioneller Bewehrung und externer Bewehrung zu klären, wurde im Rahmen von Einfeldträgerversuchen die Übergreifungslänge von konventioneller Bewehrung und externer Bewehrung variiert. Die Schubübertragung ist zudem von der Verbügelung des Trägers abhängig, da aufgrund lokaler Druckstreben zwischen externer Bewehrung und konventioneller Bewehrung Querzug im Träger auftritt. Werden diese Querzugkräfte zu groß, bzw. können die daraus resultierenden Dehnungen nicht mehr durch die Verbügelung des Trägers ausreichend limitiert werden, kann Schub nur noch in einem reduzierten Maß von der externen Bewehrung in den Betonkörper eingeleitet werden. Aus diesem Grund wurde bei den im Projekt durchgeführten Einfeldträgerversuchen auch der Verbügelungsgrad variiert. Die Verbügelung beeinflusst zudem die Ausbildung der Druck- und Zugstreben im Träger zwischen dem oberen und dem unteren externen Bewehrungselement.

Insgesamt wurden sechs Einfeldträgerversuche durchgeführt, die im folgenden Abschnitt vorgestellt werden.

Bei den Versuchen wurden die Dehnungszustände am Dübelfuß mit Hilfe von DMS-Messungen gemessen. Zusätzlich wurden die Relativverformungen (Schlupf) zwischen externer Bewehrung und Betonkörper in vertikaler und horizontaler Richtung an mehreren Stellen erfasst. Bei einigen der Versuche konnten die vertikalen Auszugskräfte der externen Bewehrung (Pull-Out-Effekt) mit Hilfe von Kraftmessdosen und vertikalen Spannelementen erfasst werden. Die Abminderung der Schubtragfähigkeit infolge der Interaktion von Längsschub und vertikaler Auszugskraft wurde vergleichend bewertet. Darauf aufbauend lassen sich Rückschlüsse auf die notwendige Verbügelung und die nötige Übergreifungslänge ableiten.

3.1.2 Versuchsmatrix

Test matrix

Ein externes Bewehrungselement wird aus einem gewalzten Stahlprofil durch Brenn- oder Plasmaschneiden hergestellt. Die Schnittgeometrie ermöglicht eine Verzahnung von Beton und externem Bewehrungselement, die den Verbund sicherstellt. Für die in diesem Projekt verwendete Dübelgeometrie wurde die sogenannte Klothoidenform gewählt, die im Dübelgrund verhältnismäßig kleine Spannungskonzentrationen aufweist und damit besonders gut für ermüdungsbeanspruchte Konstruktionen des Brückenbaus geeignet ist. [DIBT13]

Obwohl sich in den vergangenen Jahren mehrere Forschungsarbeiten und Publikationen [BE11a] / [BE11B] / [CO99] mit dieser Form der Dübelleiste beschäftigt haben, ist die Erfassung der Belastungssituation von externen Bewehrungselementen bei Biegung und Schub auch heute noch eine komplexe Fragestellung, da diese nicht nur durch die Längsschubeinleitung, sondern auch aufgrund der nicht a priori affinen Biegelinien von Gesamtträger und Dübelleiste durch Auszugkräfte beeinflusst wird. Hierbei besitzt die Eigenbiegesteifigkeit der Dübelleiste eine große Bedeutung.

Um dieses komplexe Tragverhalten bei externen Bewehrungselementen zu analysieren, wurden sechs Versuche an Einfeldträgern durchgeführt. Gegenstand der Versuche war das Ausschälen der externen Bewehrungselemente aus den Betonbauteilen in vertikaler Richtung bei gleichzeitiger Ausleitung des Längsschubs in die übergreifenden konventionellen Bewehrungsstäbe.

3.1.2.1 Geometrische Abmessungen

Geometrical dimensions

Die Abbildung 3-1 zeigt den Aufbau der Versuchskörper der Einfeldträgerversuche. Die Versuchskörper bestanden aus Stahlbetonbalken mit einem rechteckigen Querschnitt von 0,6 m x 0,288 m, waren 5 m lang und schlaff bewehrt. An der oberen und unteren Seite wurden die Träger durch die externen Bewehrungselemente verstärkt. Um den aufgrund der nicht affinen Biegelinien von Gesamtträger und Dübelleisten auftretenden Pull-Out-Effekt, also das Herausziehen der Stahldübel aus dem Beton sowie die Übergreifung von konventioneller Bewehrung und externer Bewehrung zu untersuchen, wurden die externen Bewehrungselemente nur in der Mitte des Trägers auf einer Länge von 3,27 m angebracht. Damit endeten die externen Bewehrungselemente jeweils 0,80 m vor den Auflagern. Als Dübelgeometrie wurde die modifizierte Klothoidenform (MCL) nach [DIN101] gewählt, die auch bei den bisher ausgeführten Bahnbrücken zum Einsatz kam.

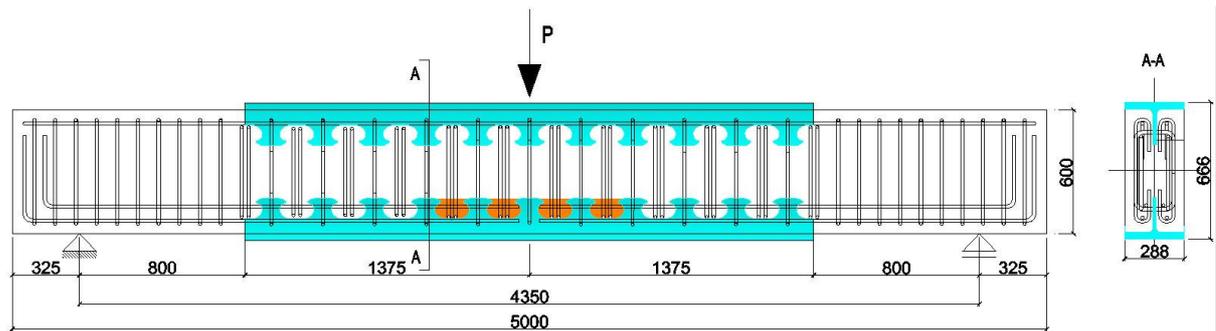


Abbildung 3-1: Versuchskörper des Einfeldträger Versuches
Specimen of single-span-beam test

Variiert wurde die Übergreifungslänge der externen Bewehrung mit der konventionellen Längsbewehrung und die Verbügelung. Ein Überblick über die verwendeten Übergreifungslängen und die Verbügelung ist in Tabelle 1-1 gegeben.

Tabelle 3-1: Übersicht

Versuchsprogramm

Overview of test program

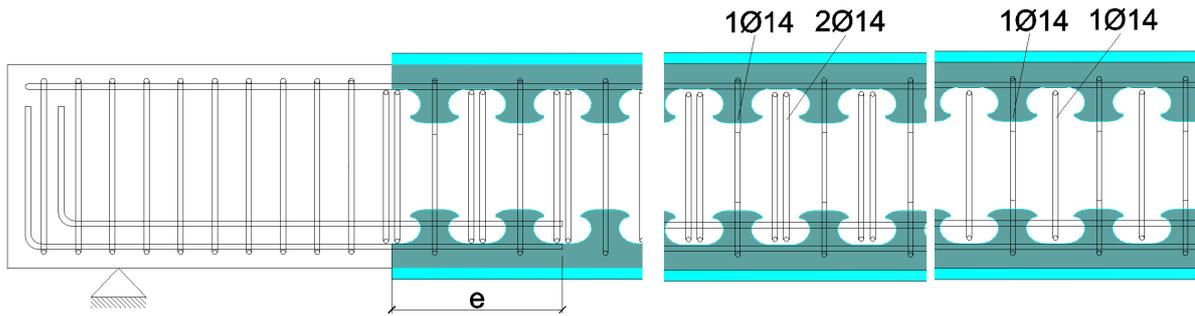
| Name | Übergreifungslänge e | Bügel | Messung | P_{max} [kN] | Ende Dübelleiste fixiert |
|---------|-------------------------|-----------|-------------|----------------|-----------------------------|
| EFT - 1 | 1,325 m | 2 Ø 14 mm | vollständig | 856 | nein |
| EFT - 2 | 1,325 m | 1 Ø 14 mm | vereinfacht | 767 | nein |
| EFT - 3 | 0,5 m | 2 Ø 14 mm | vollständig | 717 | ja |
| EFT - 4 | 0,5 m | 1 Ø 14 mm | vereinfacht | 518 | nein |
| EFT - 5 | 0,5 m | 1 Ø 10 mm | vereinfacht | 480 | ja |
| EFT - 6 | 0,5 m | 1 Ø 10 mm | vereinfacht | 576 | ja |

3.1.2.2 Versuchsprogramm

Test program

Die Tabelle 3-1 zeigt das Versuchsprogramm der im Projekt durchgeführten statischen Einfeldträgerversuche. Im Ganzen wurden sechs Varianten untersucht, die aus der gegebenen Zielsetzung hinsichtlich der folgenden Parameter differenziert werden:

- Übergreifungslänge zwischen konventioneller Bewehrung und externer Dübelleiste
- Anordnung der Bügelbewehrung.



**Abbildung 3-2: (li.) Übergreifungslänge
(le.) Length of overlapping**

**Abbildung 3-3: (re.) Variation Bügelbewehrung
(ri.) variation of stirrups**

In den Versuchskörpern wird die Übergreifungslänge mit dem Ziel variiert, erste Erkenntnisse zur Lastübertragung zwischen externer Bewehrung und konventioneller Rundstahlbewehrung zu gewinnen.

Im Falle der kurzen Übergreifungslänge ist die Längsbewehrung auf einer Länge von 0,5 m über die externen Bewehrungselemente geführt und endet nach dem zweiten Verbunddübel. Diese Annahme geht auf die Mindestverankerungslänge nach DIN EN 1992-1:2010-12 zurück, nach welcher eine geforderte Mindestverankerungslänge von $l_{\min}=0,81$ berechnet wurde. Aus der gegebenen Problemstellung und einer Verschärfung des Übergreifungseinflusses, wurde die Übergreifungslänge auf 2 Dübel reduziert. Die längere Übergreifungslänge beträgt 1,25 m und endet damit nahezu in der Mitte des externen Bewehrungselementes. In Analogie zu Bewehrungsstößen im Stahlbetonbau wurde dabei erwartet, dass für die 2 Varianten der Übergreifungslängen in einem unterschiedlichen Maß Kräfte übertragen werden können. Ziel der Versuche war damit die Ermittlung eines Entwurfparameters zur Bestimmung einer minimalen Übergreifungslänge der Längsbewehrung mit dem externen Bewehrungselement.

Unterschiede zur Situation der Übergreifung im konventionellen Stahlbetonbau waren jedoch aus folgenden Gründen zu erwarten:

- Im Gegensatz zu gerippten Betonstählen erfolgt die Schubeinleitung mit Hilfe grosser Betondübel lokal diskontinuierlich.
- Die Externe Bewehrung erlaubt keine umfassende Verbügelung im Bereich der Stahldübel, so dass Querkzugkräfte im Beton zu Längsrisen führen können, die die Kraftübertragung beeinflussen.
- In der Dübelleiste treten aufgrund ihrer Eigenbiegesteifigkeit und der nicht gegebenen Affinität der Biegelinien des Gesamtträgers und der externen Bewehrung insbesondere in den Endbereichen der Dübelleiste Auszugkräfte auf, die eine zusätzliche Nachgiebigkeit der Verbundfuge verursachen und die Kraftübertragung zwischen Dübelleiste und Bewehrung beeinflussen können.
- Der Abstand zwischen Dübelleiste und Bewehrungsstab ist konstruktionsbedingt relativ groß.

Bei den untersuchten Verbundträgern war die Bügelbewehrung in einem Abstand von 1 cm über dem Dübelgrund angeordnet. Im Bereich der Betondübel war die Bügelbewehrung geschlossen und wurde in den Versuchen in Anzahl und Durchmesser variiert, mit dem Ziel, bei

gleichbleibender Längsbewehrung $4\varnothing 28$ mm den Einfluss der Verbügelung des Betondübels feststellen zu können. Die offenen Bügel im Bereich der Stahldübel waren in allen Versuchskörpern gleich.

Um den dabei auftretenden Pull-Out-Effekt an den Enden der externen Bewehrungselemente quantitativ beschreiben zu können, wurden bei den Versuchen EFT-3, EFT-5 und EFT-6 jeweils die Enden gegen das vertikale Ausschälen durch eine Spannvorrichtung behindert.

3.1.3 Herstellung Fabrication

3.1.3.1 Schneiden der Walzprofile Cutting of rolled profiles

Die externen Bewehrungselemente wurden aus gewalzten Stahlprofilen mit der in Abbildung 3-4 dargestellten Dübelform durch Plasma-, bzw. Brennschneiden hergestellt. Dabei handelt es sich um die sogenannte modifizierte Klothoiden Geometrie (MCL).

Als Grundwerkstück für die externen Bewehrungselemente wurden Profile des Typs HEM 280 und HEM 320 mit der Stahlgüte S355J2 gewählt. Die Schnitte zur Herstellung der Dübelleisten wurden in zwei unterschiedlichen Betrieben angefertigt. Für die Einfeldträger und die Rahmen-eckversuche (vgl. Abschnitt 0) erfolgte die Herstellung mittels Plasma-Schneidgerät. Die Profile für die Durchlaufträgerversuche (vgl. Abschnitt 4) sind mit dem Brennschneidverfahren hergestellt worden.

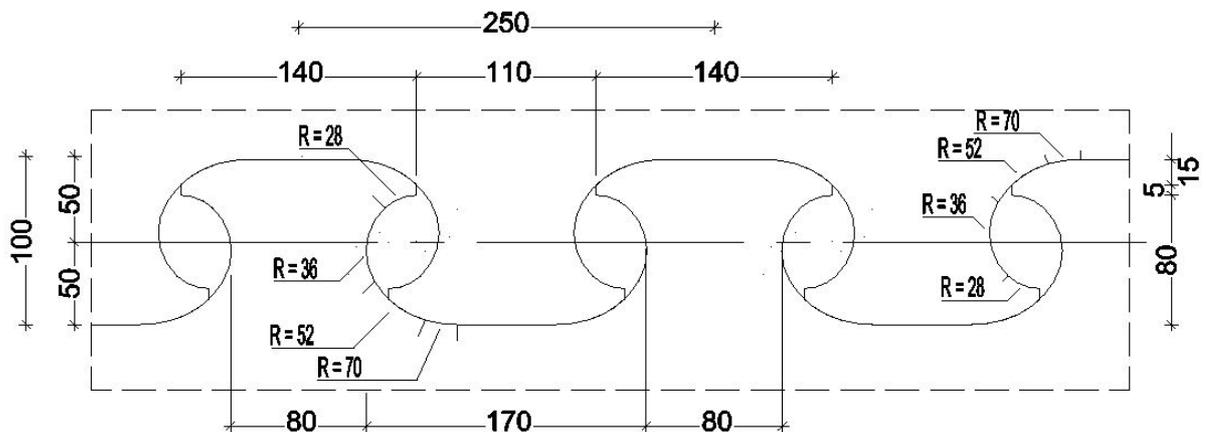
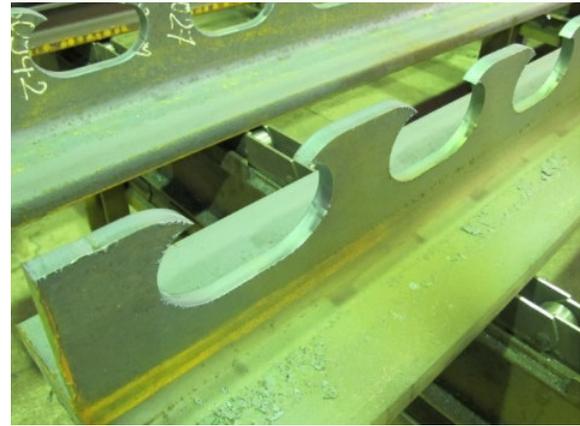


Abbildung 3-4: Klothoidenform (MCL)
Detailed cutting geometry



**Abbildung 3-5: (li.) Schneiden von Walzprofil
(le.) Cutting of rolled profiles**

**Abbildung 3-6: (re.) Klothoidenleiste
(ri.) Steel cross-section after cutting**

3.1.3.2 Betonieren der Versuchskörper Concreting of the specimens

Der Bewehrungskorb wurde dazu exakt an die Dübelgeometrie angepasst, um ein effizientes System aus konventioneller Bewehrung und externem Bewehrungselement zu erzielen. Die Bügelbewehrung war dazu genau in den Bereich des Dübelgrundes zwischen den Stahldübeln einzulegen. (vgl. Abbildung 3-1)

Zunächst wurde das untere externe Bewehrungselement in die Schalung eingelegt. Danach wurde der Bewehrungskorb in die Schalung gehoben und die Bewehrungsstäbe des Bewehrungskorbes wurden an den Stahldübeln ausgerichtet, damit diese eine optimale Position einnahmen. Um eine hinreichende Betonverdichtung ohne Blasen unterhalb des Flansches der oberen Verbunddübelleiste zu gewährleisten, wurde im nächsten Schritt betoniert. Das obere externe Bewehrungselement wurde während den Betonierarbeiten eingebaut und in den Beton eingedrückt.



**Abbildung 3-7: (li.) Bewehrungskorb
(le.) Reinforcement cage prepared**

**Abbildung 3-8: (re.) Einheben externe Bewehrung
(ri.) Setting the top external reinforcement element**

3.1.3.3 Materialparameter Material parameters

Für die Versuchskörper des Einfeldträgers wurde Stahl der Güte S355J2 und ein Beton C50/60 verwendet. Die Materialeigenschaften sind in der Tabelle 3-2 aufgeführt.

Die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Materialien wurden versuchstechnisch überprüft. Für den Beton der sechs Träger wurde die Würfeldruckfestigkeit nach DIN EN 206-1 bestimmt. Es wurden Prüfwürfel mit einer Kantenlänge von 15,0 cm untersucht. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tage ergab sich damit zu $f_{ck,cube}=66,8$ MPa . Die Prüfprotokolle finden sich in Anhang A.1 dieses Forschungsberichts.

Um die Materialeigenschaften der externen Bewehrungselemente zu bestimmen, wurden aus einem HEM280 drei Probekörper entnommen. An den Probekörpern wurde die Streckgrenze mit $f_{yk} = 402,5$ N/mm² auf Basis von DIN EN ISO 6892-1:2009-12 ermittelt. Weitere Materialkennwerte für den Baustahl wurden im Rahmen des Projektes nicht bestimmt.

Die Prüfprotokolle inkl. der versuchstechnisch ermittelten Spannungs-Dehnungs-Diagramme und der Materialprüfzeugnisse des Herstellers der Stahlprofile finden sich in Anhang A.5 dieses Forschungsberichts.

**Tabelle 3-2: Materialkennwerte EFT
Material properties of EFT**

| Beton | C50/60 | Stahl | S355 J2 | Rundstahl | Bst 500 S |
|------------------------------------|----------|-------------------------------|---------|-------------------------------|-----------|
| $f_{ck,cube}$ [N/mm ²] | 66,8 | f_{yk} [N/mm ²] | 402,5 | f_{sk} [N/mm ²] | 500,0 |
| f_{cd} [N/mm ²] | 37,9 | f_{yd} [N/mm ²] | 355,0 | f_{sd} [N/mm ²] | 435,0 |
| E_{cm} [N/mm ²] | 37.000,0 | E_a [N/mm ²] | 210.000 | | |

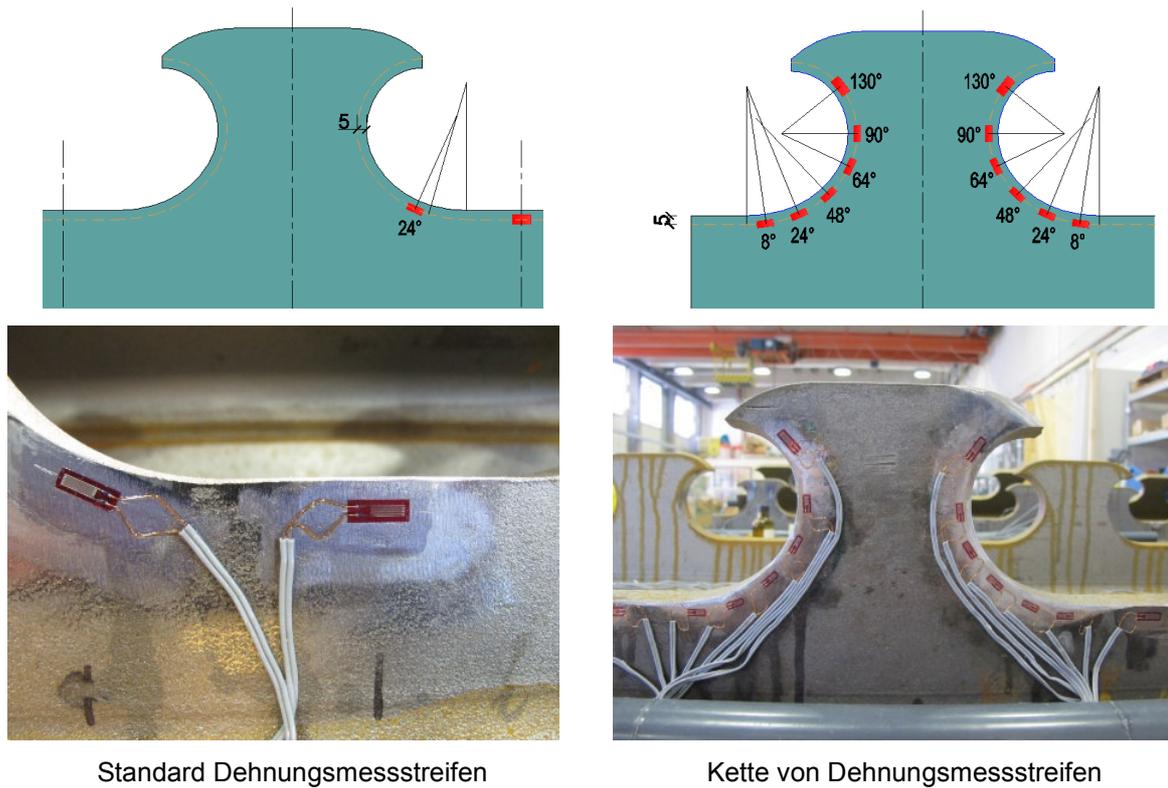
3.1.4 Messtechnik Measurement instrumentation

Während der Versuche wurden die Dehnungen im Dübelgrund aber auch an der jeweiligen Aussenkante der oberen und unteren externen Bewehrungselemente mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen aufgezeichnet. Zusätzliche Dehnungsmessungen wurden an ausgesuchten Bewehrungsstäben der Verbügelung und der unteren Längsbewehrung durchgeführt. Mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern wurden die vertikalen Relativverschiebungen und der horizontale Schlupf zwischen Stahl und Beton erfasst. Zusätzlich wurde mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern die Durchbiegung der Träger während des Versuchs aufgezeichnet. Alle Messungen wurden mit Hilfe eines Messverstärkers Autolog 3000 der Firma Peekel durchgeführt. Die Abtastrate betrug für alle der Versuche 1 Hz.

3.1.4.1 Dehnungsmessung Measurement of strain

Die genaue Verteilung der Dehnungsmessstreifen (DMS) auf den Stahldübel und entlang des Einfeldträgers ist in Abbildung 3-11 und Abbildung 3-12 dargestellt. Bei den externen Bewehrungselementen wurden die Dehnungsmessstreifen sowohl auf den Flanschen als auch auf dem Steg platziert, um so die Dehnungen infolge Normalkraftbeanspruchung und Biegung erfassen zu können. Die Dehnungsmessstreifen auf den Stahldübeln wurden dazu in einem Abstand von 5 mm zur Schnittkante positioniert. Bei einigen hochbeanspruchten Dübeln wurde der Dübelrand mit einer Kette von DMS ausgestattet, da aufgrund der komplexen Beanspruchung der Dübel aus Schub- und Auszugskräften nicht klar war, wo genau die größte Beanspruchung auftritt. Um die zusätzliche Spannungskonzentration an den geometrischen Kerben entlang des Stahldübelns erfassen zu können, wurde dazu eine Kette aus 10 Dehnungsmessstreifen an den zweiten Stahldübel geklebt. Bei dem Versuchskörper EFT-1 und EFT-3 wurde jeweils ein Stahldübel in dem oberen und unteren Bewehrungselement mit dieser vollständigen Messtechnik (s. Tabelle 3-1 und Abbildung 3-11) bestückt.

Weitere Dübel wurden jeweils nur mit zwei DMS ausgestattet (s. Abbildung 3-9). Die DMS in Dübelmitte diente dabei zur Bestimmung des aus Normalkraft und Biegung in der Dübelleiste resultierenden Dehnungszustands, die im Winkel von 24° angeordnete DMS dient zur Bestimmung der maximalen Dehnung aus lokaler Beanspruchung des Dübels aus Längsschub. Die Lage des vermuteten Dehnungsmaximums geht dabei auf Arbeiten und Berechnungen im Rahmen von [AIF06] zurück.



Standard Dehnungsmessstreifen

Kette von Dehnungsmessstreifen

Abbildung 3-9: Position der Dehnungsmessstreifen an einem beliebigen Stahldübel
Localization of strain gauges on one chosen steel dowel

Tabelle 3-3: Nomenklatur der Dehnungsmessstreifen (einfache Messsituation) bei EFT
Name of the stress gauges (simple instrumentation) of EFT

| | unteres externes Bewehrungselement | | | | | |
|--------------------|------------------------------------|---------|---------|---------|-----------------------------|---------|
| | linker Verankerungsbereich | | | | rechter Verankerungsbereich | |
| | Dübel 1 | Dübel 2 | Dübel 3 | Dübel 5 | Dübel 10 | Dübel 8 |
| 24° links | BQ11 | BQ21 | BQ31 | | | |
| Dübelgrund | BQ12 | BQ22 | BQ32 | BQ52 | BQ102 | BQ82 |
| 24° rechts | | | | | BQ103 | BQ83 |
| Außen | BQ14 | BQ24 | BQ34 | BQ54 | BQ104 | BQ84 |
| Kopf links | BD11 | | | | | |
| Kopf rechts | BD12 | | | | | |
| | oberes externes Bewehrungselement | | | | | |
| | linker Verankerungsbereich | | | | rechter Verankerungsbereich | |
| | Dübel 1 | Dübel 2 | Dübel 3 | Dübel 5 | | |
| Außen | AQ14 | AQ24 | AQ34 | AQ54 | | |
| Dübelgrund | AQ12 | AQ22 | AQ32 | AQ52 | | |
| 24° rechts | AQ13 | AQ23 | AQ33 | | | |

Tabelle 3-4: Name der Dehnungsmessstreifen (vollständige Messsituation) bei EFT
 Name of the stress gauges (full instrumentation) of EFT

| | unteres externes Bewehrungselement | | | | | |
|-------------|------------------------------------|----------|---------|---------|-----------------------------|---------|
| | linker Verankerungsbereich | | | | rechter Verankerungsbereich | |
| | Dübel 1 | Dübel 2 | Dübel 3 | Dübel 5 | Dübel 1 | Dübel 3 |
| 24° links | BQ11 | BK 6-10* | BQ31 | | | |
| Dübelgrund | BQ12 | BQ22 | BQ32 | BQ52 | BQ102 | BQ82 |
| 24° rechts | BK 1-5* | | | | BQ103 | BQ83 |
| Außen | BQ14 | BQ24 | BQ34 | BQ54 | BQ104 | BQ84 |
| Kopf links | BD11 | BD21 | BD31 | | | |
| Kopf rechts | BD12 | BD22 | BD32 | | | |
| | oberes externes Bewehrungselement | | | | | |
| | linker Verankerungsbereich | | | | rechter Verankerungsbereich | |
| | Dübel 1 | Dübel 2 | Dübel 3 | Dübel 5 | | |
| Außen | AQ14 | AQ24 | AQ34 | AQ54 | | |
| 24° links | | AK 6-10* | | | | |
| Dübelgrund | AQ12 | AQ22 | AQ32 | AQ52 | | |
| 24° rechts | AK 1-5* | AQ23 | AQ33 | | | |

* Kette Dehnungsmessstreifen

Auch für die Messung der Dehnungen der Rundstahlbewehrung in Längsrichtung und der Bügelbewehrung wurden Dehnungsmessstreifen angebracht (s. Abbildung 3-10).

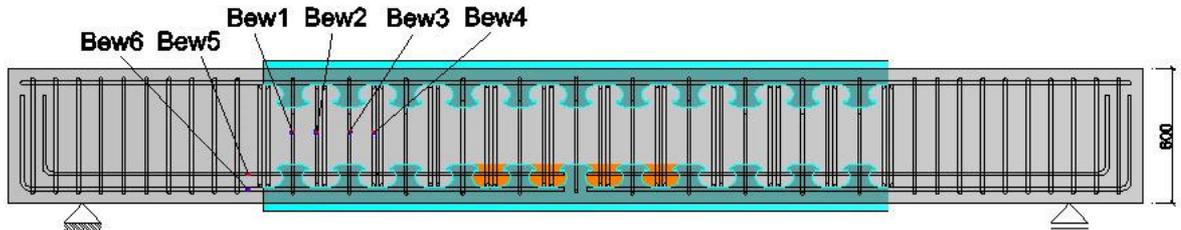


Abbildung 3-10: DMS auf konventioneller Bewehrung
 strain gauges on rebar

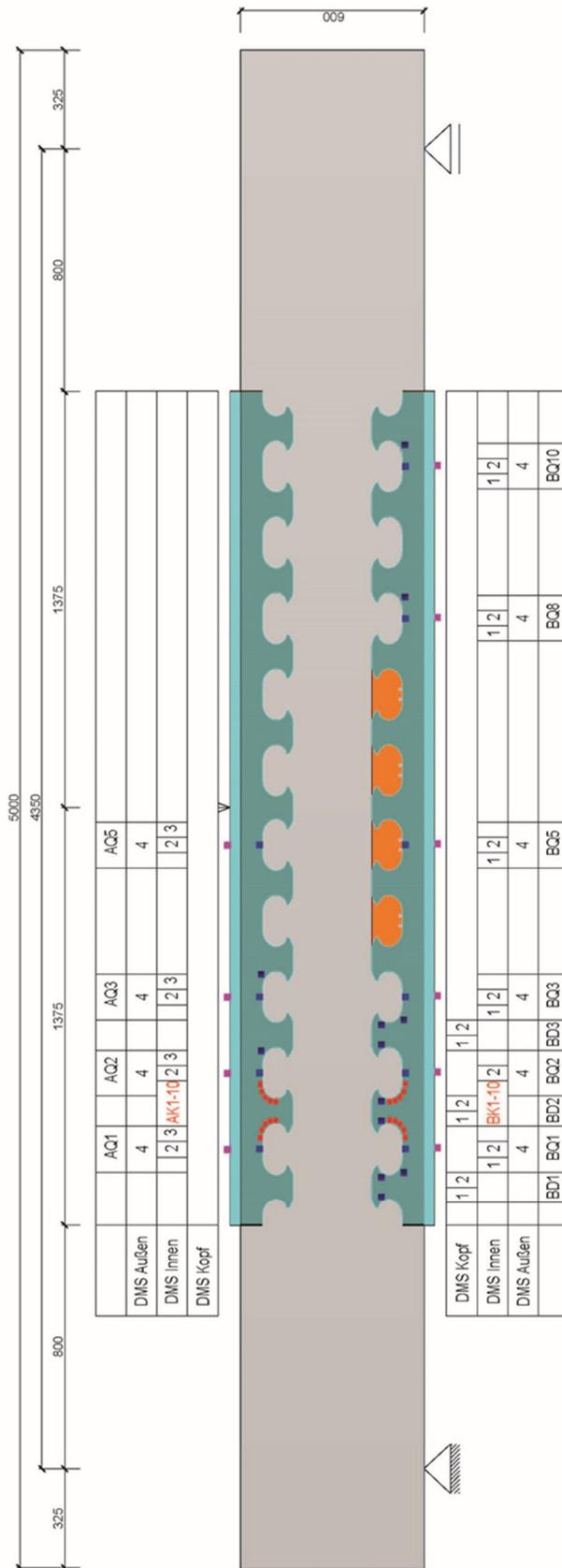


Abbildung 3-11: Position und Nomenklatur der DMS (vollständige Messeinrichtung)
Location and name of strain gauges (full instrumentation)

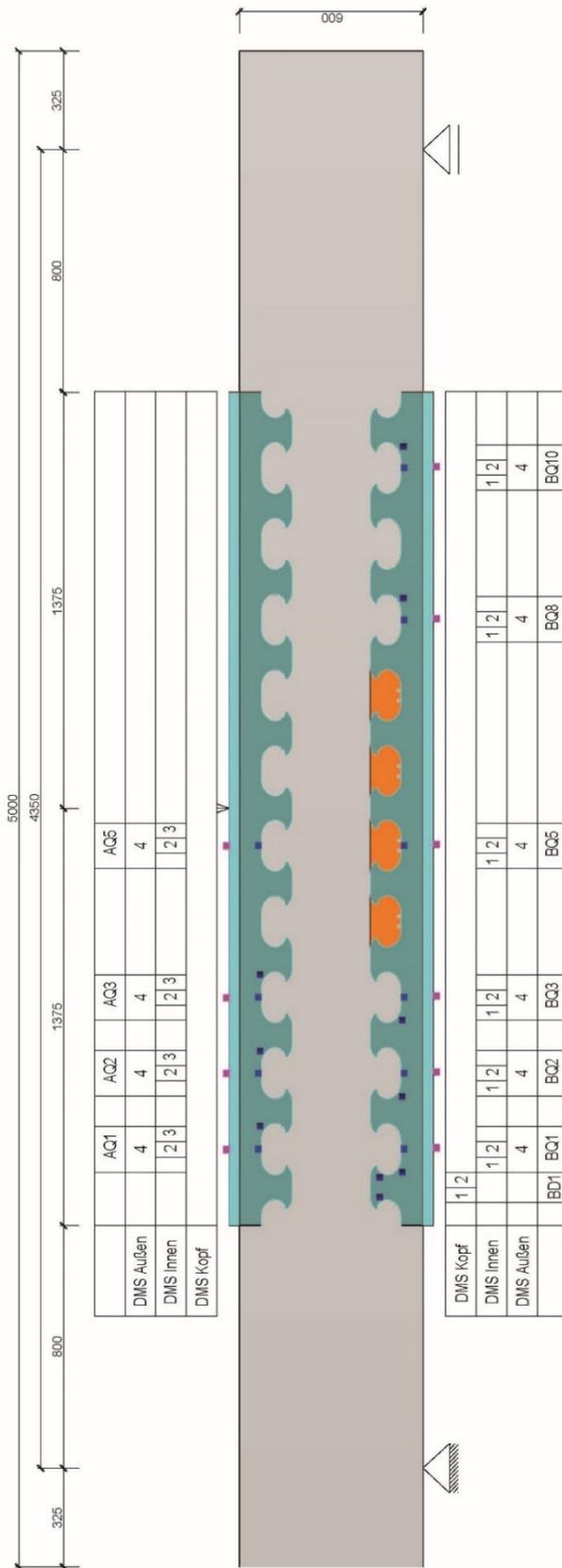


Abbildung 3-12: Position und Nomenklatur der DMS (einfache Messeinrichtung)
 Location and name of strain gauges (simple instrumentation)

3.1.4.2 Messung der Verformungen Measurement of deformation

Um die Verformungen in der Mitte des Balkens, in den Verankerungsbereichen der externen Bewehrung und an den Auflagern des Einfeldträgers zu messen, wurden Wegaufnehmer eingesetzt. Wie aus Abbildung 3-13 hervorgeht, wurde die globale Verformung des Verbundträgers an der Betonunterkante gemessen.

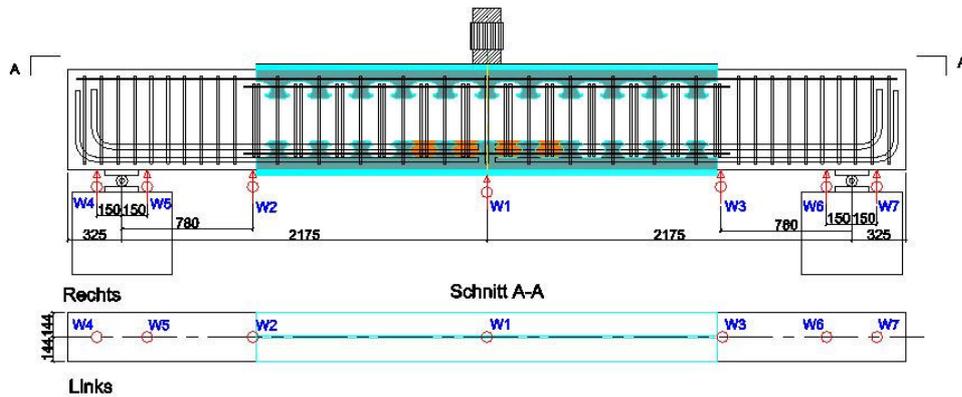


Abbildung 3-13: Position und Nomenklatur der Wegaufnehmer für vertikale Verformungen
Location and name of LVDTs for vertical deformation

Zusätzlich wurde sowohl für das obere als auch für das untere externe Bewehrungselement der Schlupf zwischen dem Stahl und dem Beton in Längsrichtung gemessen. Zwei weitere Wegaufnehmer wurden im Verankerungsbereich des unteren externen Bewehrungselementes positioniert, um die Verformungsdifferenz zwischen externem Bewehrungselement und Beton in vertikaler Richtung infolge des Pull-Out-Effekts zu detektieren. (s. Abbildung 3-14 und Abbildung 3-15)

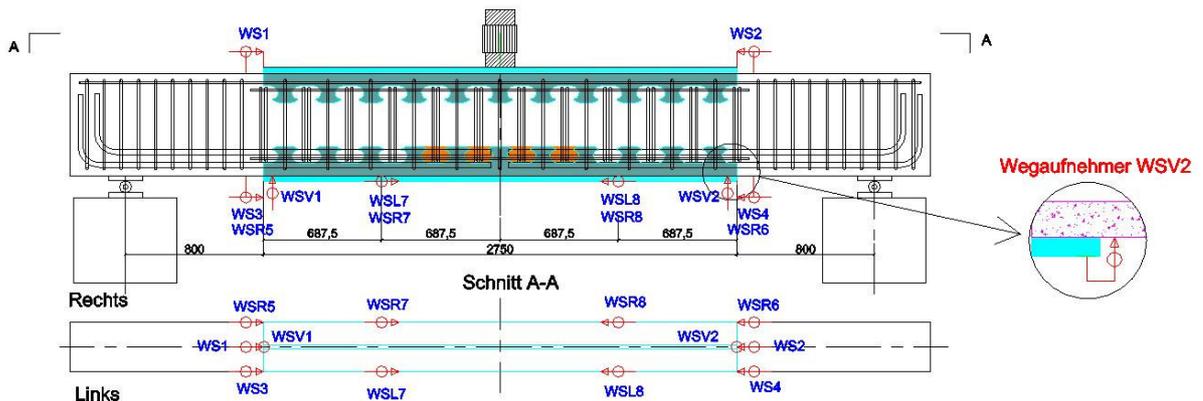


Abbildung 3-14: Position und Nomenklatur der Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes
Location and name of LVDTs for slip

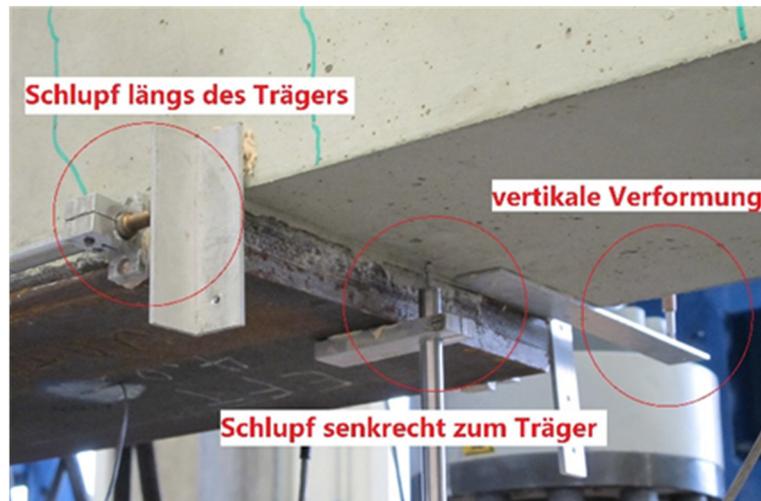


Abbildung 3-15: Wegaufnehmer im Verankerungsbereich des externen Bewehrungselementes
LVDTs at the end of external reinforcement

3.1.4.3 Rissentwicklung Cracking

Für jeden Belastungsschritt wurden die im Betonteil des Versuchskörpers entstehenden Risse erfasst, angezeichnet und fotografisch dokumentiert.

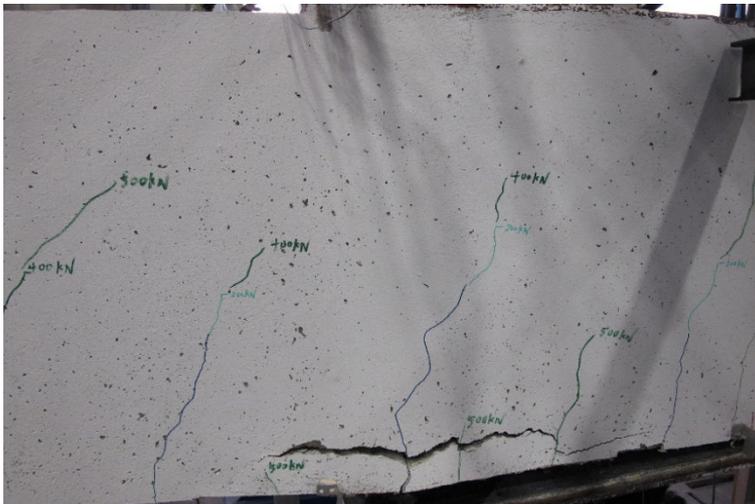


Abbildung 3-16: Rissentwicklung in den Belastungsstufen
crack evolution during loading

3.1.5 Versuchsdurchführung und –auswertung Test procedure and evaluation

Die Versuchskörper besaßen eine Spannweite von 4350 mm und wurden, wie Abbildung 3-1 zeigt, als 3-Punkt-Biege-Versuche geprüft. Der Versuchsstand ist in Abbildung 3-17 abgebildet. Die Versuche wurden mit einem servo-hydraulischen Prüfzylinder der Firma Lukas (max. Prüflast 2000k N) bei einer Laststeigerungsrate von 5 kN/s gefahren.



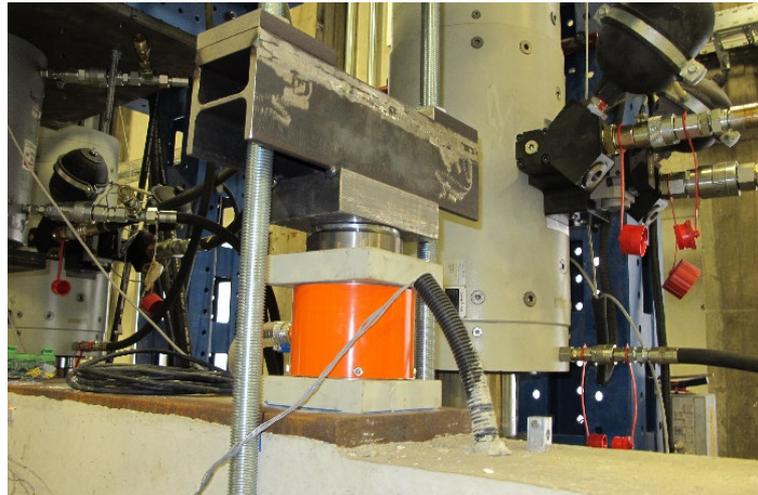
Abbildung 3-17: (li.) Versuchsstand EFT

(re.) Single-span-beam test setup

Abbildung 3-18: (re.) Rollenlager des EFT

(ri.) Roller bearing of EFT

Es wurden insgesamt sechs Einfeldträger getestet. Die Versuche wurden in zwei Gruppen aufgeteilt, um den Einfluss des Pull-Out-Effekts im Verankerungsbereich der externen Bewehrungselemente zu untersuchen. Bei den Trägern EFT1, EFT2 und EFT4 wurde das Herausziehen der externen Verbunddübeleisen aus der Betonmatrix nicht behindert. Für die Versuchskörper EFT3, EFT5 und EFT6 wurde der Pull-Out-Effekt im Verankerungsbereich der externen Bewehrungselemente in vertikaler Richtung mit Hilfe von Spannrahmen behindert. Die dabei auftretenden Kräfte wurden mit Hilfe von Kraftmessdosen zwischen Versuchskörper und Spannrahmen gemessen. (vgl. Abbildung 3-19 und Tabelle 3-1)



**Abbildung 3-19: Spannrahmen mit Kraftmessdose
stiffened steel girder with load cell**

3.1.6 Versuchsergebnisse Test results

3.1.6.1 Gruppe A (EFT-1, 2, 4) Group A (EFT-1, 2, 4)

Der Fall einer längeren Übergreifungslänge bei zweischnittiger Verbügelung mit Bügeln 2Ø14 mm wurden bei dem Versuchskörper EFT-1 untersucht. Im Versuch wurde eine maximale Last von $P_{1,max} = 856,0$ kN erreicht. Die bei dieser Last auftretende Durchbiegung in Balkenmitte betrug bei dem Versagen $w_1 = 49,0$ mm. Das Versagen wurde durch das Herausschälen des unteren externen Bewehrungselementes aus dem Betonkörper verursacht und trat am Ende des unteren Bewehrungselementes auf.

Der Versuchskörper EFT-2 wurde ebenfalls mit der langen Übergreifungslänge, aber mit nur mit einem zweischnittigen Bügel 1Ø14 mm ausgeführt, um den Einfluss der Verbügelung auf die Tragfähigkeit zu untersuchen. In diesem Versuch wurde eine maximale Last von $P_{2,max} = 767,0$ kN bei einer Verformung von $w_1 = 40,0$ mm in Feldmitte erreicht. Das Versagen von Versuch EFT-2 war identisch mit dem bei Versuch EFT-1, trat allerdings deutlich früher auf.

In beiden Fällen kann der im Versuch aufgetretene Versagensmodus des Herausschälens der externen Bewehrung (Pull-Out Effekt) mit Hilfe der Verträglichkeit der Durchbiegung des Gesamtträgers mit der Durchbiegung der externen Bewehrung allein erklärt werden. Aufgrund der Eigenbiegesteifigkeit der externen Bewehrungselemente folgen diese der Biegelinie des Gesamtträgers nur, wenn sie eine Querbewehrung in vertikaler Richtung erfahren. Diese Belastung steht im Gleichgewicht mit einer Zugbeanspruchung der Verbügelung des Gesamtträgers und führt zu einer Zugbeanspruchung der Verdübelung. Die aufnehmbaren Zugkräfte sind dabei u.a. von der Verbügelung selbst abhängig, die neben dem Rückhängen dieser Kräfte durch den in Querrichtung laufenden horizontalen Bügel auch die Aufweitung von Längsrissen beeinflusst.

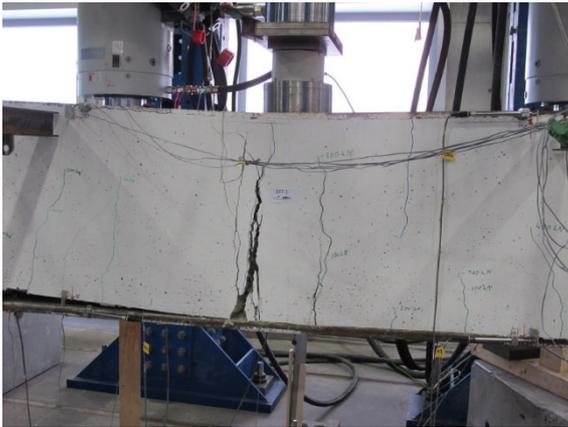
In beiden Versuchen zerbröckelte der Beton im Bereich der Verbunddübel und die Stahldübel wurden infolgedessen aus dem Betonquerschnitt herausgezogen (vgl. Abbildung 3-16). Durch den Pull-Out-Effekt bedingt, wurde die Verbundfuge mit zunehmender Last in horizontaler Richtung immer nachgiebiger („Spiel“), so dass die Verdübelung letztendlich nicht mehr in der Lage war, Schub zwischen dem Betonteil und der (unteren) externen Bewehrung zu übertragen. Die Externe Bewehrung blieb dadurch im Wesentlichen lastfrei und wirkungslos, so dass sich in Trägermitte, im Bereich ohne bzw. nur mit geringer, konventioneller unterer Längsbewehrung ein senkrechter Biegeriss ausbildete. Auszugskräfte aus dem Pull-Out-Effekt heraus führen also nicht nur zu einem Ausschälen der externen Bewehrung aus dem Betonkörper, sondern vergrößern die Nachgiebigkeit der Verbundfuge, was dazu führt, dass keine Längsschubkräfte mehr eingeleitet werden können und die Externe Bewehrung nicht aktiviert werden kann. Die Größe der Auszugskräfte ist daher zu limitieren.

Bei Versuch EFT-4 war die Übergreifungslänge kurz und die Bügelbewehrung zweischnittig mit $1\text{Ø}14$ mm. Die maximale Last betrug $P_{4,\text{max}} = 518,0$ kN und die maximale Durchbiegung in der Balkenmitte war $w_1 = 36,0$ mm. Der Versagensmodus bei Versuch EFT-4 kann als eine Interaktion zwischen dem Pull-Out-Effekt und einem Schubversagen des Betonträgers angesehen werden. Wie aus Abbildung 3-20 hervorgeht treten versagensrelevante horizontale und vertikale Risse im Endbereich des externen Bewehrungselementes auf.



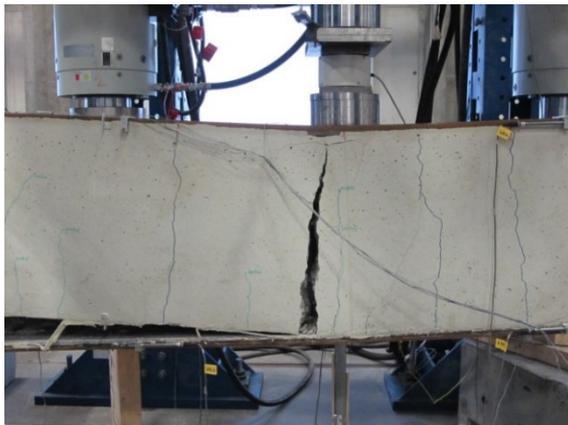
**Abbildung 3-20: Versagensmodus EFT-4
failure mode of EFT-4**

Vergleicht man die Ergebnisse dieser drei EFT-Tests, hat der Pull-Out-Effekt einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit bzw. Aktivierbarkeit der externen Bewehrungselemente. Zieht man dafür exemplarisch den EFT1 heran, so sieht man in Abbildung 3-27 und Abbildung 3-28, dass die Kraft-Verformungs-Kurve und die Kraft-Schlupf-Kurve nach einer Belastung von $P = 300,0$ kN deutlich nichtlinear ansteigen. Aus den Diagrammen lässt sich erkennen, dass der vertikale Erstriss in den Zugbereichen des Betons bei $P = 300,0$ kN entsteht.



**Abbildung 3-21: (li.) Riss in der Trägermitte (EFT-1)
(le.) Crack in the middle part (EFT-1)**

**Abbildung 3-22: (re.) Versagen Pull-Out-Effekt (EFT-1)
(ri.) Failure of pull out effect (EFT-1)**



**Abbildung 3-23: (li.) Riss in der Trägermitte (EFT-2)
(le.) Crack in the middle part (EFT-2)**

**Abbildung 3-24: (re.) Abbröckeln Beton (EFT-2)
(ri.) Failure of concrete cover spalling (EFT-2)**



Abbildung 3-25: (ii.) Riss linker Verankerungsbereich (EFT-4)
(le.) crack in the left part (EFT-4)

Abbildung 3-26: (re.) Versagen linker Verankerungsbereich (EFT-4)
(ri.) failure in the left part (EFT-4)

Mit der weiteren Steigerung der Belastung hat sich die Rissaufweitung im Zugbereich, also im Bereich knapp oberhalb des unteren Bewehrungselementes, fortgesetzt und die Biegesteifigkeit des Verbundquerschnittes wurde erkennbar reduziert. Die Durchbiegung des Balkens stieg infolge der linearen Laststeigerung weiter nichtlinear an. Bis zu diesem Zeitpunkt hatten die externen Bewehrungselemente und der Betonquerschnitt als ein effektiver Querschnitt beim Abtragen des Biegemomentes und der Querkraft zusammengewirkt. Der vertikale und horizontale Schlupf zwischen Beton und externem Bewehrungselement vergrößerte sich bei der weiteren Laststeigerung, sodass für die weitere Betrachtung ein Verbundquerschnitt mit teilweisem Verbund vorliegt. Als eine Last von $P = 800,0 \text{ kN}$ erreicht wurde, erreichte sowohl der vertikale als auch der horizontale Schlupf am linken Ende eine Größe $w_{s3} = 6 - 7 \text{ mm}$. Aufgrund des damit sehr großen vorhandenen Schlupfes zwischen Beton- und Stahldübel im letzten Verbunddübel konnte der auftretende horizontale Schub des Verbundträgers nicht mehr aufgenommen werden, was zur Ausbildung des vertikalen Biegerisses in Trägermitte führte. Mit weiter zunehmender Last wurden die äußeren Stahldübel aus dem Betondübel herausgezogen und der Träger versagte.

Die externen Bewehrungselemente wurden aus HEM 280 Trägern hergestellt. Die Biegesteifigkeit des externen Bewehrungselements kann, wie die Versuche gezeigt haben, nicht vernachlässigt werden. Die Biegelinie der externen Bewehrungselemente ist nur dann mit der Biegelinie des Gesamtbalkens affin, wenn diese neben dem Längsschub auch durch vertikale (Zug)kräfte beansprucht werden. Wie in Abbildung 3-27 gezeigt wird, betrug die Durchbiegung bei $P = 800,0 \text{ kN}$ in der Mitte $w_1 = 32 \text{ mm}$ und am rechten äußeren Ende der externen Bewehrung betrug die Durchbiegung am Betonquerschnitt bei dieser Last $w_3 = 17 \text{ mm}$. Der Schlupf zwischen dem externen Bewehrungselement und dem Beton beträgt dort $w_{sv2} = 3,4 \text{ mm}$. Dies bedeutet, dass das externe Bewehrungselement um $w_1 - w_3 - w_{sv2} = 11,6 \text{ mm}$ durchgebogen wurde. Aufgrund der hohen Eigenbiegesteifigkeit des externen Bewehrungselementes kann davon ausgegangen werden, dass große Zugkräfte in vertikaler Richtung auftraten.

Wie der Vergleich der Messgrößen an den Verankerungsbereichen in Abbildung 3-27 bis Abbildung 3-30 zeigt, ist das Tragverhalten an beiden Trägereenden identisch.

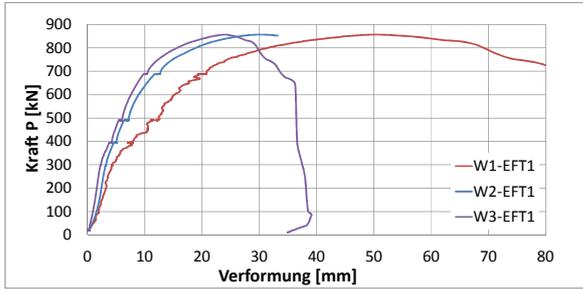


Abbildung 3-27: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-1)
(le.) Vertical deformation (EFT-1)

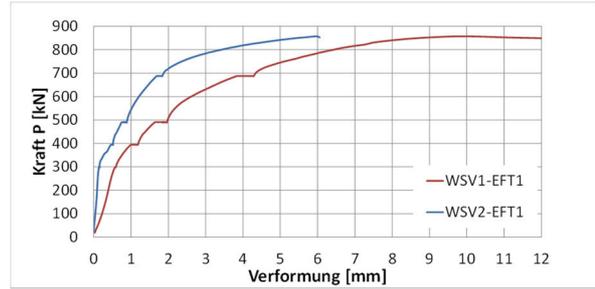


Abbildung 3-28: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-1)
(ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-1)

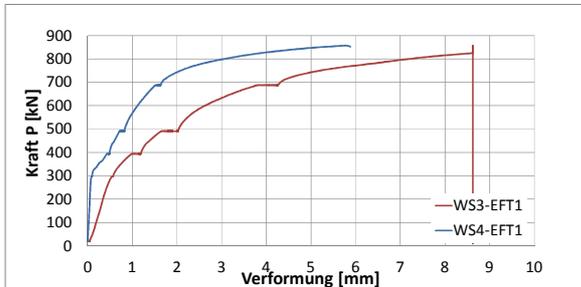


Abbildung 3-29: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-1)
(le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-1)

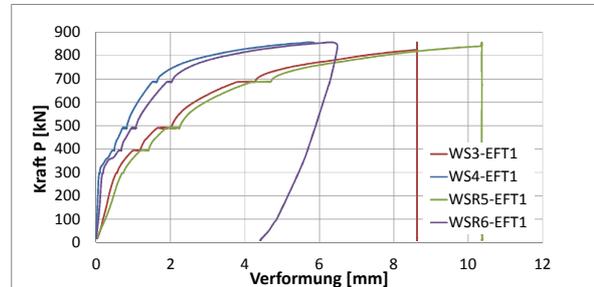


Abbildung 3-30: (re.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-1)
(ri.) Horizontal slips of bottom part (EFT-1)

Die Anordnung der Dehnungsmessstreifen auf den Stahldübeln ist in Abbildung 3-31 dargestellt. Anhand der Messergebnisse aus diesen Dehnungsmessstreifen konnte an den Stahldübeln die Spannungsverteilung und das Biegemoment ermittelt werden, die von den Verbunddübeln aufgenommen wurden.

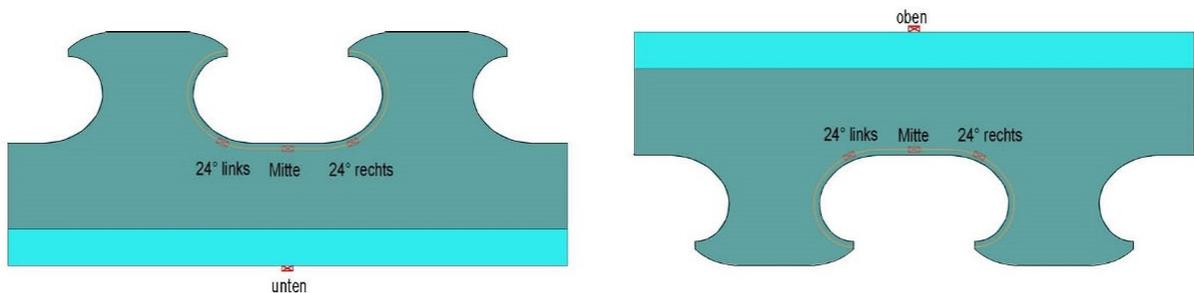


Abbildung 3-31: Position der Dehnungsmessstreifen
Position of the strain gauges

Tabelle 3-5: Spannungsverteilung an Dübel 1 (EFT-1)
Stress distribution of dowel 1 (EFT-1)

| | Dübel 1 – unteres externes Bewehrungselement | | | | | |
|-----------|--|----------------------|----------------------|-----------------------------|----------------------|----------------------|
| | linker Verankerungsbereich | | | rechter Verankerungsbereich | | |
| | Dübelgrund | 24° links | Außen | Dübelgrund | 24° rechts | Außen |
| Belastung | BQ12 | BQ11 | BQ14 | BQ102 | BQ103 | BQ104 |
| [kN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | 25 | 54 | -5 | 6 | 36 | 0 |
| 200 | 51 | 112 | -9 | 16 | 77 | 2 |
| 300 | 79 | 178 | -12 | 26 | 124 | 5 |
| 400 | 129 | 312 | -21 | 44 | 220 | -6 |
| 500 | 191 | 467 (*) | -33 | 58 | 315 | -9 |
| 600 | 227 | 617 (*) | -37 | 72 | 394 | -11 |
| 700 | 324 | 1018 (*) | -52 | 82 | 454 (*) | -13 |
| 800 | 386 | 1644 (*) | -69 | 170 | 610 (*) | -33 |
| 856 | 382 | 1630 (*) | -83 | 247 | 901 (*) | -50 |

(*) plastisch

Tabelle 3-6: Spannungsverteilung an Dübel 2 (EFT-1)
Stress distribution of dowel 2 (EFT-1)

| | Dübel 2 - linker Verankerungsbereich | | | | | |
|-----------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|
| | unteres externes Bewehrungselement | | | oberes externes Bewehrungselement | | |
| | Dübelgrund | 24° links | Außen | Dübelgrund | 24° rechts | Flansch |
| Belastung | BQ22 | BK9 | BQ24 | AQ22 | AQ23 | AQ24 |
| [kN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | -1 | 38 | 5 | -2 | 17 | -13 |
| 200 | -2 | 79 | 14 | -3 | 33 | -24 |
| 300 | 2 | 128 | 21 | -4 | 46 | -35 |
| 400 | 20 | 238 | 29 | 1 | 71 | -47 |
| 500 | 43 | 345 | 38 | 12 | 108 | -58 |
| 600 | 66 | 439 (*) | 44 | 19 | 136 | -70 |
| 700 | 168 | 772 (*) | 29 | 35 | 190 | -85 |
| 800 | 262 | 1638 (*) | 20 | 49 | 253 | -101 |
| 856 | 295 | 786 (*) | -2 | 62 | 313 | -114 |

(*) plastisch

Tabelle 3-7: Spannungsverteilung Dübel 3 (EFT-1)
Stress distribution of dowel 3 (EFT-1)

| | Dübel 3 – unteres externes Bewehrungselement | | | | | |
|-----------|--|----------------------|----------------------|-----------------------------|----------------------|----------------------|
| | linker Verankerungsbereich | | | rechter Verankerungsbereich | | |
| | Dübelgrund | 24° links | Außen | Dübelgrund | 24° rechts | Außen |
| Belastung | BQ32 | BQ31 | BQ34 | BQ82 | BQ83 | BQ84 |
| [kN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | 12 | 20 | 7 | 10 | 30 | 10 |
| 200 | 29 | 41 | 16 | 20 | 58 | 20 |
| 300 | 52 | 67 | 26 | 30 | 83 | 32 |
| 400 | 111 | 126 | 32 | 37 | 138 | 47 |
| 500 | 194 | 200 | 34 | 72 | 262 | 58 |
| 600 | 251 | 267 | 40 | 116 | 364 | 66 |
| 700 | 310 | 410 (*) | 45 | 205 | 524 (*) | 63 |
| 800 | 385 | 503 (*) | 40 | 309 | 729 (*) | 56 |
| 856 | 451 (*) | 807 (*) | 21 | 414 (*) | 1529 (*) | 34 |

(*) plastisch

Tabelle 3-8: Spannungsverteilung externes Bewehrungselement außen (EFT-1)
Stress distribution on top of external reinforcement (EFT-1)

| | oberes externes Bewehrungselement | | | | | |
|-----------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | Dübel 1 | | | Dübel 3 | | |
| | Dübelgrund | 24° rechts | Außen | Dübelgrund | 24° rechts | Außen |
| Belastung | AQ12 | AK4 | AQ14 | AQ32 | AQ33 | AQ34 |
| [kN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | -14 | 12 | -8 | -12 | 3 | -11 |
| 200 | -27 | 21 | -15 | -24 | 5 | -19 |
| 300 | -40 | 29 | -23 | -33 | 7 | -28 |
| 400 | -52 | 41 | -30 | -32 | 26 | -39 |
| 500 | -67 | 52 | -32 | -28 | 45 | -46 |
| 600 | -79 | 65 | -38 | -29 | 60 | -56 |
| 700 | -94 | 87 | -40 | -30 | 91 | -63 |
| 800 | -116 | 104 | -43 | -27 | 136 | -72 |
| 856 | -136 | 122 | -42 | -16 | 193 | -80 |

Tabelle 3-9: Spannungsverteilung an Dübel 5 (EFT-1)
Stress distribution of dowel 5 (EFT-1)

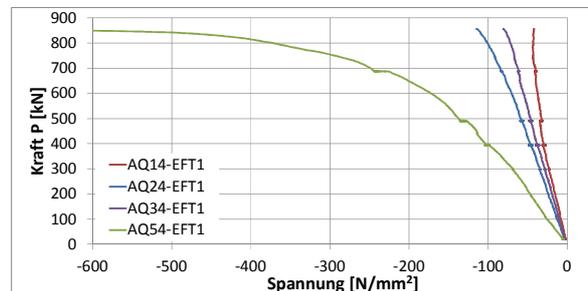
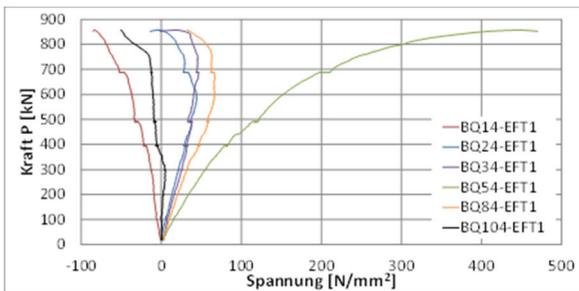
| | Dübel 5 – linker Verankerungsbereich | | | |
|-----------|--------------------------------------|----------------------|----------------------------------|----------------------|
| | unteres externes Bewehrungselement | | Obers externes Bewehrungselement | |
| | Dübelgrund | Außen | Dübelgrund | Außen |
| Belastung | BQ52 | BQ54 | AQ52 | AQ54 |
| [kN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | 13 | 15 | 3 | -26 |
| 200 | 23 | 34 | 2 | -47 |
| 300 | 31 | 55 | 1 | -69 |
| 400 | 19 | 83 | 25 | -104 |
| 500 | -27 | 122 | 56 | -137 |
| 600 | -48 | 152 | 82 | -172 |
| 700 | -164 | 215 | 210 | -249 |
| 800 | -352 | 303 | 398 | -373 |
| 856 | -770 (*) | 441 (*) | 601 (*) | -782 (*) |

(*) plastisch

Eine genaue Zusammenfassung der ermittelten Spannungsverteilungen an den externen Bewehrungselementen ist für die einzelnen Belastungsstufen in Tabelle 3-5 bis

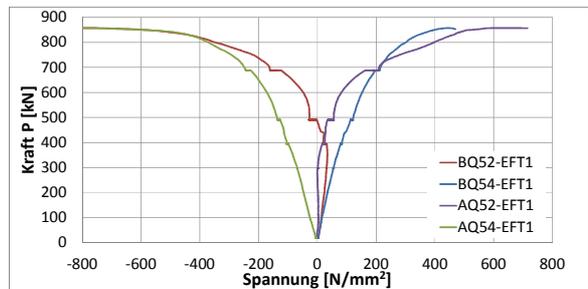
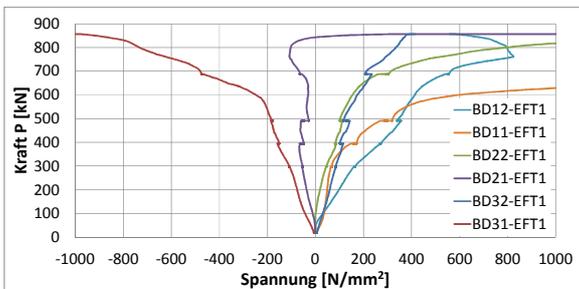
Tabelle 3-9 aufgelistet. Die dazugehörige Spannungsverteilung auf der Außenseite des Flansches der externen Bewehrungselemente ist sowohl für die untere Leiste in Abbildung 3-32 als auch für die obere Leiste in Abbildung 3-33 dargestellt. Die Messergebnisse oben, also dem Druckbereich, und in der Mitte unten weisen Ergebnisse vergleichbar mit Berechnungen nach der technischen Balkentheorie auf. In den Ergebnissen für die Verankerungsbereiche ist ein lokaler Effekt zu erkennen, der sich durch die Interaktion von horizontalen und vertikalen Schubkräften erklären lässt. Die Messergebnisse zeigen in Abbildung 3-32 im Bereich von Dübel 1 und Dübel 2 deutliche Druckspannungen, obwohl das externe Bewehrungselement im Zugbereich des Biegebalkens liegt. Die Ergebnisse von Dübel 3 auf der rechten Seite (Abbildung 3-32 / BQ84-EFT1) und auf der linken Seite (Abbildung 3-32 / BQ34-EFT1) zeigen eine Symmetrie der Spannungsverteilung; dies lässt auf einen symmetrischen Lastabtrag schließen.

Der Vergleich der Spannungen auf dem Dübelkopf (s. Abbildung 3-34) lässt darauf schließen, dass die Dübel 2 und 3 vor allem die horizontalen Querkräfte abtragen, da auf der rechten Seite (BDx2-EFT1) des Dübels Zugspannungen und auf der linken Seite (BDx1-EFT1) des Dübels Druckspannungen vorliegen. Im Gegensatz dazu wurden am Dübel 1 ausschließlich Zugspannungen gemessen. Dies resultiert aus der Tatsache, dass dort große vertikale Kräfte angreifen, die den Dübel 1 aus dem umgebenden Beton herausziehen. Sobald die Belastung auf $P = 600$ kN angestiegen ist, wird der Kopf des Dübels 1 plastisch verformt. Wird die Belastung noch weiter erhöht, plastifiziert der Stahldübel weiter und wird letztendlich aus dem Beton herausgezogen.



**Abbildung 3-32: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-1)
(le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-1)**

**Abbildung 3-33: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-1)
(ri.) Stresses on top outside surface (EFT-1)**



**Abbildung 3-34: (li.) Spannung am Dübelkopf des ext. Bewehrungselement (EFT-1) unten
(le.) Stress on heads of dowels on bottom external reinforcement (EFT-1)**

Abbildung 3-35: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-1)
(ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-1)

Um die genaue Spannungsverteilung entlang der Stahldübel zu ermitteln, wurde an den Versuchskörpern EFT-1 und EFT-3 eine Kette von Dehnungsmessstreifen angebracht. Es wurden 10 Dehnungsmessstreifen im Dübelkernbereich mit einem 5 mm-Abstand zum Rand geklebt. Für die Applikation wurden die Positionen 8° , 24° , 44° , 64° und 90° verwendet. (vgl. Abbildung 3-9)

Tabelle 3-10: Spannungsverteilung Dübel 2 im unteren externen Bewehrungselement (EFT-1)
Detailed stress distribution of Dowel 2 in bottom external reinforcement (EFT-1)

| | Dübel 2 – linker Dübelfuß | | | | | Dübel 2 - rechter Dübelfuß | | | | |
|---------------|---------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | 8° | 24° | 44° | 64° | 90° | 90° | 64° | 44° | 24° | 8° |
| Bela- sung | BK5 | BK4 | BK3 | BK2 | BK1 | BK6 | BK7 | BK8 | BK9 | BK10 |
| [kN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | 11 | -7 | -29 | -46 | -32 | 44 | 48 | 51 | 38 | 20 |
| 200 | 20 | -16 | -62 | -88 | -50 | 78 | 93 | 101 | 79 | 41 |
| 300 | 30 | -26 | -96 | -131 | -62 | 123 | 150 | 163 | 128 | 67 |
| 400 | 49 | -46 | -166 | -226 | -111 | 214 | 250 | 291 | 238 | 126 |
| 500 | 74 | -57 | -231 | -329 | -182 | 302 | 375 | 399 | 345 | 200 |
| 600 | 76 | -91 | -320 | -452 (*) | -235 | 397 | 676 (*) | 527 (*) | 439 (*) | 267 |
| 700 | 110 | -108 | -444 (*) | -1357 (*) | -284 | 602 (*) | 2589 (*) | 1359 (*) | 772 (*) | 410 (*) |
| 800 | 137 | -122 | -847 (*) | -1177 (*) | -540 (*) | 2078 (*) | 2183 (*) | 1452 (*) | 1638 (*) | 503 (*) |
| 856 | 135 | -154 | -665 (*) | -915 (*) | -837 (*) | 4613 (*) | 2242 (*) | 1047 (*) | 786 (*) | 807 (*) |

(*) plastisch

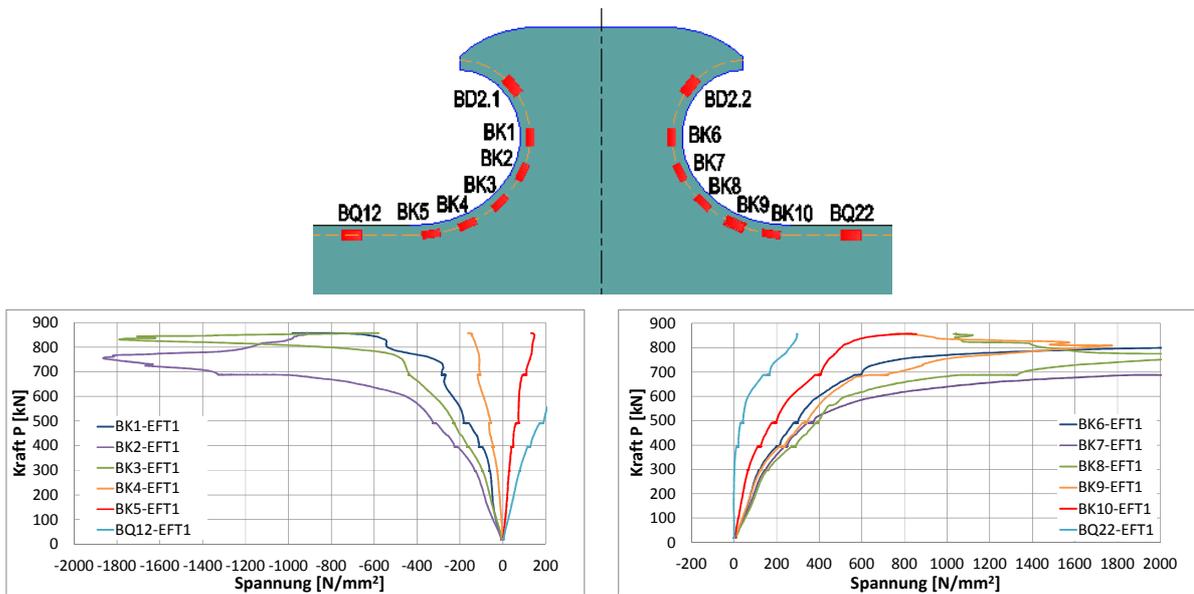


Abbildung 3-36: Spannungsverteilung an Dübel 2 (EFT-1)
Detail stress distribution on dowel 2 (EFT-1)

Eine umfassende Spannungsverteilung am Dübel 2 wird in Abbildung 3-36 gezeigt. Der Dübel 2 ist durch eine horizontale Schubkraft belastet, deshalb liegen am rechten Dübelkernbereich Zugspannungen vor und am linken Dübelkernbereich Druckspannungen. Aufgrund des Pull-Out-Effekts des nahe gelegenen Dübel 1 herrschen an den Positionen 0° (BQ12-EFT1) und 8° (BK5-EFT1) des Dübel 2 trotzdem Zugspannungen vor. In einer vorher durchgeführten numerischen Analyse zu den Verbunddübeln sind die Dübel mit einer horizontalen Schubkraft beaufschlagt worden, und die maximalen Spannungen am Dübel sind bei der Position 24° ermit-

telt worden. Am EFT-1 traten jeweils bei 64° die maximalen Spannungen auf, im rechten Dübelkernbereich bei dem Meßaufnehmer BK2-EFT1 und im linken bei BK7-EFT1. Dieser Zusammenhang lässt sich auf die Interaktion von vertikaler Ausziehungskraft und horizontaler Schubkraft zurückführen.

Die Kraftübertragung am Verbunddübel selbst und über die gesamte Länge der externen Bewehrungselemente ist wichtig, um die Tragwirkung des zusammengesetzten Balkens bestimmen zu können. Zwei Dehnungsmessstreifen sind dazu in der Querschnittsebene am Flansch und dem Dübelkerngrund des Stahldübels angebracht worden (vgl. Abbildung 3-37). Aus den gemessenen Dehnungen an den Dübeln konnte die Normalkraft und das Biegemoment im externen Bewehrungselement berechnet werden. Diese Kräfte waren von den Stahldübeln auf die Betonmatrix zu übertragen. Die gemessene Schnittgrößenverteilung am Träger zeigt Abbildung 3-37 bis Abbildung 3-40.

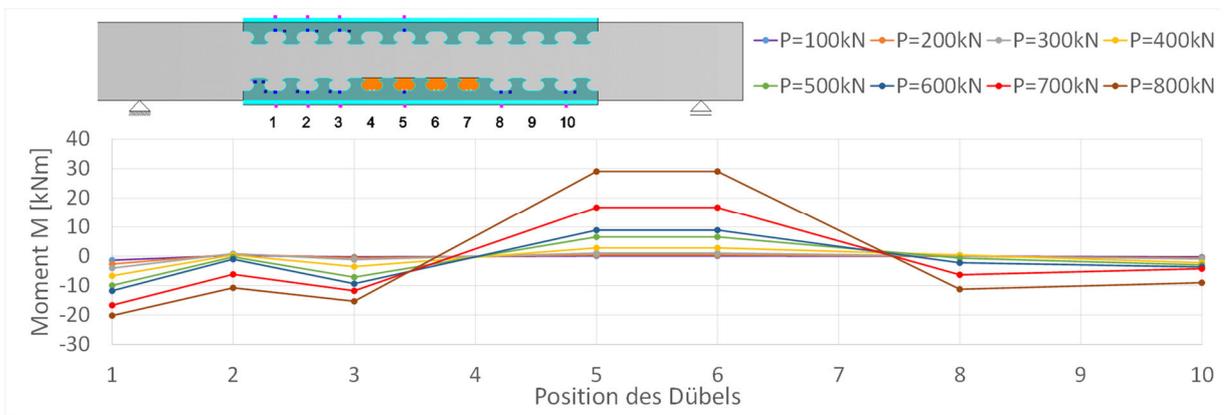


Abbildung 3-37: Verteilung des Biegemomentes in der unteren Dübelleiste (EFT-1)
Distribution of bending moment along the bottom dowels (EFT-1)

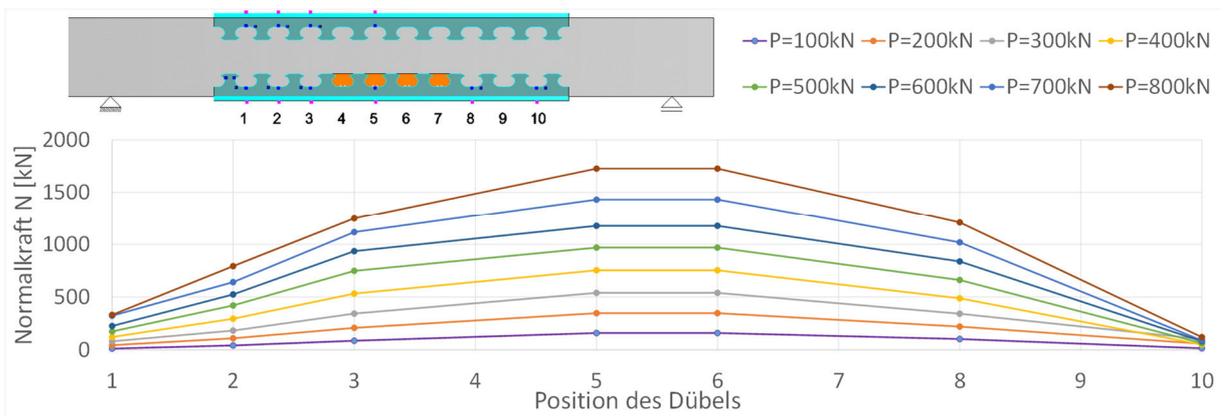


Abbildung 3-38: Verteilung der Normalkraft in der unteren Dübelleiste (EFT-1)
Distribution of normal forces along the bottom dowels (EFT-1)

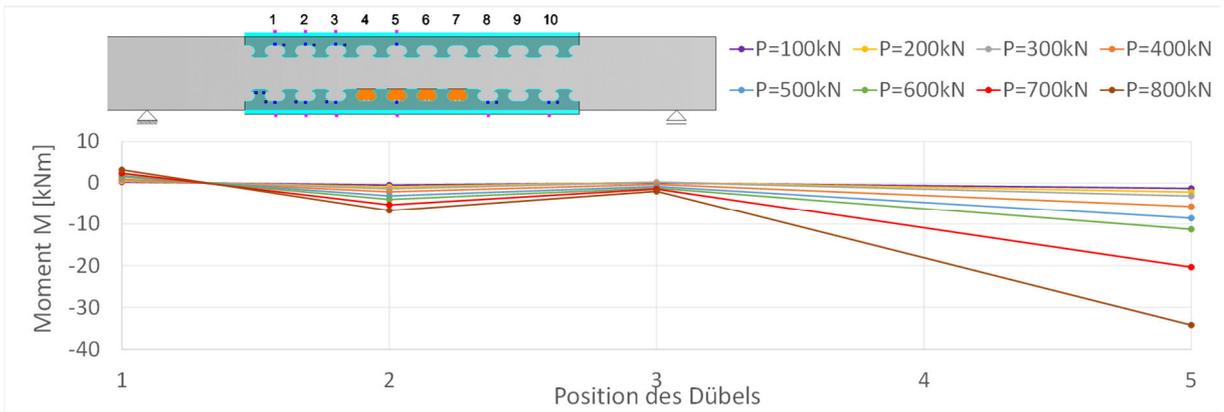


Abbildung 3-39: Verteilung des Biegemomentes in der oberen Dübelleiste (EFT-1)
Distribution of bending moment along the upper dowels (EFT-1)

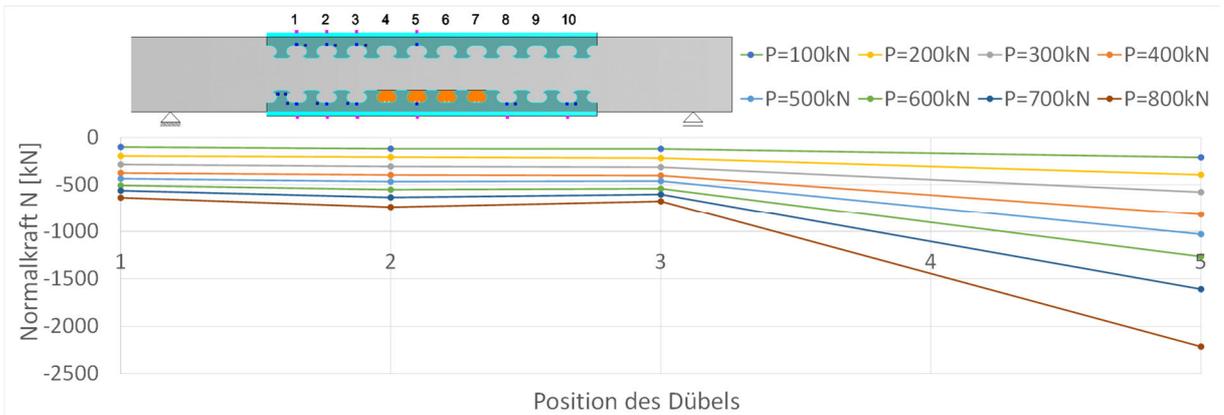


Abbildung 3-40: Verteilung der Normalkraft in der oberen Dübelleiste (EFT-1)
Distribution of normal forces along the upper dowels (EFT-1)

Die Dehnungen in der konventionellen Längs- und Bügelbewehrung wurden gemessen, um auf die Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Beton schließen zu können. Die Messaufnehmer BEW1-EFT1 bis BEW4-EFT1 (s. Abbildung 3-41) zeigen die Spannungen der Bügel. Mit der ersten Rissentwicklung bei $P = 300 \text{ kN}$ steigt die Spannung an und die Bügel sind an dem Lastabtrag beteiligt. Die Bewehrungseisen sind für alle Laststufen noch vollständig im elastischen Bereich. Daher war es möglich, die Kräfte in den Bewehrungstäben zu berechnen. (s. Tabelle 3-11)

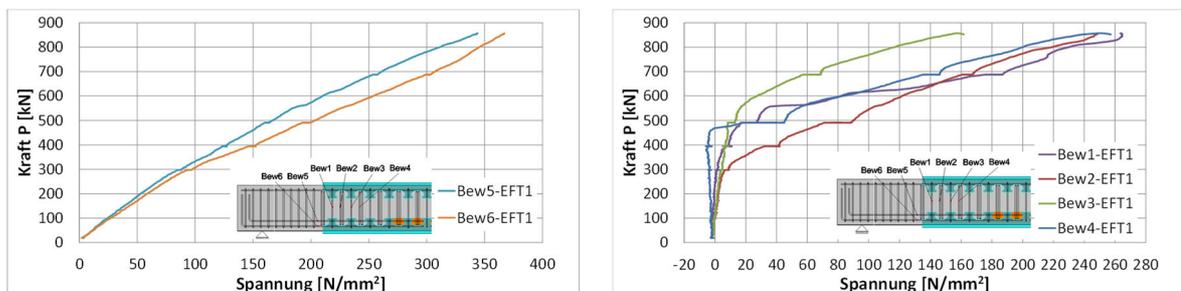


Abbildung 3-41: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-1)
detail stress distribution on reinforcements (EFT-1)

Tabelle 3-11: Kräfte in der Bewehrung (EFT-1)
Forces in reinforcement due to the measurement (EFT-1)

| Belastung | Kraft | | | | | |
|-----------|-------|-------|------|-------|-------|-------|
| | Bew1 | Bew2 | Bew3 | Bew4 | Bew5 | Bew6 |
| [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] |
| 100 | -0,6 | -0,2 | -0,1 | -1,6 | 29,5 | 32,8 |
| 200 | -0,2 | 1,3 | 0,4 | -2,1 | 64,9 | 71,6 |
| 300 | 0,6 | 5,5 | 1,6 | -1,9 | 108,9 | 119,9 |
| 400 | 2,8 | 25,5 | 2,2 | -2,4 | 156,7 | 187,8 |
| 500 | 8,4 | 55,0 | 4,0 | 28,0 | 204,7 | 249,5 |
| 600 | 25,0 | 74,6 | 8,3 | 51,1 | 258,2 | 312,2 |
| 700 | 58,4 | 104,2 | 21,4 | 90,6 | 321,9 | 378,3 |
| 800 | 70,9 | 135,0 | 36,0 | 123,2 | 383,8 | 425,4 |
| 857 | 81,2 | 152,9 | 48,2 | 153,5 | 423,1 | 451,7 |

3.1.6.2 Gruppe B (EFT-3,5,6) Group B (EFT-3,5,6)

Bei den Trägern der Gruppe B sind die Enden der externen Bewehrungselemente mit Hilfe von Zugstangen und Traversen mit dem Ziel verspannt worden, den Pull-Out-Effekt, also das Herausziehen der Stahldübel in vertikaler Richtung, zu verhindern. Dabei wurde die in den Verspannungen aufgetretene Last mit Hilfe von Kraftmessdosen gemessen. Dieses Vorgehen ermöglichte es einerseits, Kenntnisse über die Größe der Auszugskräfte am Ende der Dübelleisten zu erhalten. Andererseits konnte auf diese Weise auch die Tragfähigkeit der Übergreifung zwischen konventioneller Längsbewehrung und externer Dübelleiste für den Fall kleiner Auszugskräfte im Betonkörper untersucht werden.

Den hierzu erweiterten Versuchsaufbau mit einer Einspannvorrichtung zeigt Abbildung 3-42. Das obere und untere externe Bewehrungselement wurde dazu mit zwei Gewindestangen gegen einander verspannt, um den vertikalen Schlupf an den externen Bewehrungselementen zu unterbinden. Unter den Traversen wurde jeweils eine Kraftmessdose angeordnet, um die vertikalen Kräfte in den Gewindestangen zu bestimmen. Diese Kräfte korrelieren zu der vorliegenden Schubkraft infolge des Pull-Out-Effektes senkrecht zur Trägerachse. Durch das Anziehen der Muttern an den Enden wurden die zwei Gewindestangen kraftschlüssig leicht vorgespannt, bevor der Träger durch die Zyklinger belastet wurde.

Die Behinderung des Pull-Out-Effektes am Ende der externen Bewehrung führte bei allen Trägern der Gruppe B zu einem ähnlichen Versagensmodus. Der Bereich des Versuchsträgers am Ende der externen Bewehrung wird lokal stark durch die auf den letzten Dübel des externen Bewehrungselementes wirkende Druckstrebe des Betonkörpers belastet. Diese verursacht einerseits die Einleitung von horizontalem Schub in das externe Bewehrungselement, welches dadurch als Zugband aktiviert wird. Da der Dübelfuß der externen Bewehrung oberhalb des Schwerpunktes der externen Bewehrung liegt, tritt zudem am Ende der externen Bewehrung lokale Biegung auf, die das Ende des externen Bewehrungselementes nach unten verdreht. Die vertikale Komponente der Druckstrebenkraft wird über das externe Bewehrungselement in

die Zugstangen der Verspannung eingeleitet. Aufgrund der großen Dehnlänge der Verspannung und auch der Nachgiebigkeit der Traversen werden diese erst dann aktiviert, wenn zuvor durch Rissbildung eine Nachgiebigkeit der Einbindung der externen Bewehrung in den Betonkörper in vertikaler Richtung entsteht. Dies geschah bei den Versuchen zunächst durch Längsrissbildung (vgl. Abbildung 3-43). Die Nachgiebigkeit in vertikaler Richtung hatte dann auch eine Nachgiebigkeit der Einbindung der externen Bewehrung in horizontaler Richtung zur Folge – diese beeinträchtigte wiederum die Lasteinleitung und damit Aktivierung der externen Bewehrung.

Im Bereich der Verspannung bildete sich mit zunehmender Last ein schäg stehender Schubriss aus. Mit der Aufweitung des geneigten Schubrisses bei steigender Last stieg auch der horizontale Schlupf zwischen den externen Bewehrungselementen und des Betons an. Letztendlich setzte sich der Riss in dem gesamten Querschnitt des Verbundquerschnittes fort, was zum Versagen führte. Der Versagensmodus der Träger kann damit als Schubversagen im Bereich der Verspannung angesehen werden, steht aber in einem komplexen Zusammenhang mit der Lasteinleitung in das externe Bewehrungselement.



**Abbildung 3-42: (li.) Befestigung der externen Bewehrung (EFT-3)
(le.) Fixed end of external reinforcement (EFT-3)**

**Abbildung 3-43: (re.) Versagen linker Verankerungsbereich (EFT-3)
(ri.) Failure in left part (EFT-3)**



**Abbildung 3-44: (li.) Schlupf linker Verankerungsbereich (EFT-3)
(le.) Slip at left side (EFT-3)**

**Abbildung 3-45: (re.) Schlupf linker Verankerungsbereich (EFT-5)
(ri.) Slip at left side (EFT-5)**



**Abbildung 3-46: (li.) Versagen linker Verankerungsbereich (EFT-6)
(le.) Failure in the left part (EFT-6)**

**Abbildung 3-47: (re.) Schlupf linker Verankerungsbereich (EFT-6)
(ri.) Slip at left side (EFT-6)**

Durch eine kurze Übergreifungslänge der konventionellen Längsbewehrung und der externen Bewehrungselemente sowie durch einen höheren Verbügelungsgrad mit den zweischnittigen Bügeln 2Ø14 mm unterscheidet sich die konstruktive Durchbildung des Versuchskörpers EFT-3 von der der Versuchskörper EFT-5 und EFT-6. Im Versuch EFT-3 wurde eine maximale Last von $P_{\max} = 717$ kN erreicht. Die maximale Durchbiegung betrug zum Versagenszeitpunkt $w_1 = 37$ mm. Die Träger EFT-5 und EFT-6 weisen ebenfalls die kurze Übergreifung, aber nur zweischnittige Bügel 1Ø10 mm, auf. Der Verbundträger EFT-5 erreichte eine maximale Last von $P = 480$ kN mit einer Durchbiegung von $w_1 = 27$ mm in der Trägermitte. Die maximale Last des Versuchs EFT-6 betrug $P = 576$ kN bei einer Durchbiegung von $w_1 = 31,2$ mm.

Zur Veranschaulichung des Tragverhaltens der Versuche der Gruppe B werden die Messungen bei Versuch EFT-3 als Beispiel herangezogen. Die Kraft – Verformungs - Kurve sowie Kraft – Schlupf – Kurve lassen den Schluß zu, dass das Tragverhalten des EFT-3 mit dem des EFT-1 sehr ähnlich ist. Wie in Abbildung 3-48 dargestellt ist, beträgt bei Versuch EFT-3 die vertikale Verformung zum Zeitpunkt des Erreichens der Maximallast in Trägermitte $w_1 = 37$ mm und am Ende der externen Bewehrung $w_3 = 16$ mm. Dies lässt darauf schließen, dass die Externe Bewehrung sich maximal um $w = w_1 - w_3 = 21$ mm gebogen hat. Mit der Befestigung an den Enden der externen Vorspannung konnte der Pull-Out-Effekt damit verkleinert und der vertikale Schlupf zwischen dem Ende und dem Beton verringert, aber nicht vollständig verhindert werden. Abbildung 3-49 und Abbildung 3-51 zeigen die Entwicklung des vertikalen Schlupfes und der gemessenen Kräfte in den Verspannungen am Ende der externen Bewehrungselemente in Abhängigkeit der Pressenlast. Diese beiden Diagramme haben einen sehr ähnlichen Verlauf. Bevor der Träger belastet wird, wurde die Einspannvorrichtung mit je 134 kN vorgespannt. Solange die Belastung des Trägers unterhalb $P = 300$ kN ist, ist daher der vertikale Schlupf kaum messbar. Bei Erhöhung der Belastung über $P = 300$ kN, wächst der Schlupf langsam an und die Pull-Out-Kräfte am Ende der externen Bewehrungselemente werden nach Abbau der Vorspannung allein durch die Gewindestangen abgetragen. Bis zu diesem Zeitpunkt ist die Einbindung der Dübel des externen Bewehrungselementes in den Betonkörper offensichtlich noch intakt und ein Teil der Kräfte wird über diesen „hochgehängt“ – die Schubbewehrung kann also aktiviert werden. Bei höheren Lasten ist dies offensichtlich nicht mehr der Fall. Die Kennlinie wird weicher und entspricht im Wesentlichen der Steifigkeit der Abspannung. Das heißt, dass sich praktisch direkt nach Abbau der Vorspannung der Abspannung Risse im Beton bildeten, die das Rückhängen der vertikalen Komponente der Druckstrebe (bei 300 kN Pressenlast \rightarrow 150 kN) in die Schubbewehrung des Versuchskörpers hinein stark einschränkten.

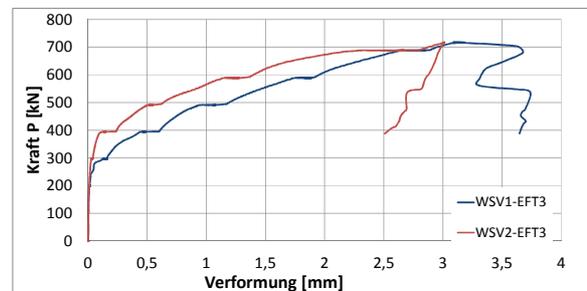
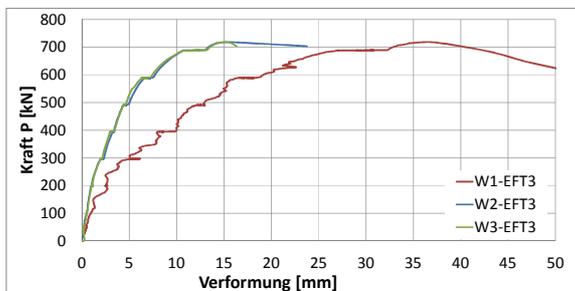


Abbildung 3-48: (li.) vertik. Durchbiegung (EFT-3)
(le.) vertical deformation (EFT-3)

Abbildung 3-49: (re.) vertikaler Schlupf, Ende der unteren Verbundleiste (EFT-3)
(ri.) vertical slip at the end of external reinforcement (EFT-3)

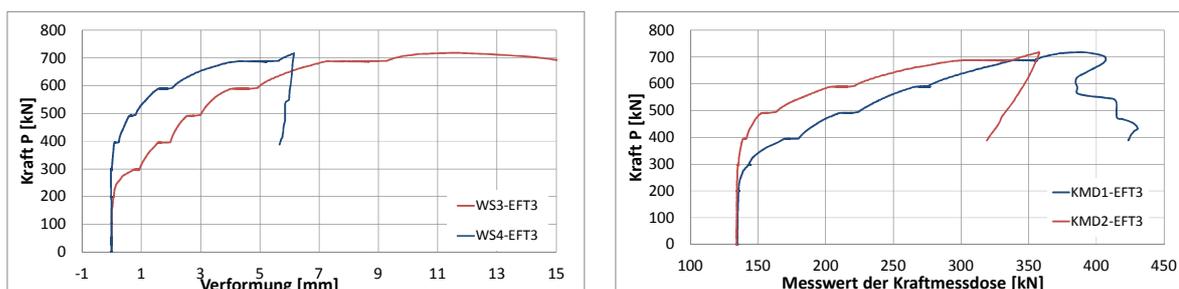


Abbildung 3-50: (li.) horizontaler Schlupf, Ende untere Verbundleiste (EFT-3)
(le.) horizontal slips at the end bottom part (EFT-3)

Abbildung 3-51: (re.) gemessene vertikale Kräfte am Ende der Externen Bewehrungselemente (EFT-3)
(ri.) measured vertical forces at the end of external reinforcement (EFT-3)

Bei Erreichen von Belastungsstufe $P = 700$ kN betrug der vertikale Schlupf ungefähr $w_{sv1} = 3$ mm und die in der Abspannung gemessene Pull-Out-Kraft 350 kN entsprach also exakt der Querkraft des Trägers. Das bedeutet, dass keine vertikalen Kraftkomponenten durch die Verdübelung in den Betonteil des Trägers mehr eingeleitet werden konnten. Die dort verbaute Schubbewehrung war daher zu diesem Zeitpunkt wirkungslos. Aus Abbildung 3-51 ist erkennbar, dass zwischen der Laststufe $P = 300$ kN und der Laststufe $P = 700$ kN nur noch ein sehr kleiner Teil der Querkraft über den Versuchsträger, der wesentlich größere Anteil jedoch über die Abspannung abgetragen wurde. Dies deutet ebenfalls darauf hin, dass der Verbund zwischen externer Bewehrung und Betonkörper bereits bei einer Laststufe $P = 300$ kN deutlich geschädigt war. Als Schwachstelle ist also die Einbindung der externen Bewehrung in den Betonkörper anzusehen, die nicht durch eine entsprechende Verbügelung umschnürt werden kann und aufgrund von Ausschälen und Längsrisssbildung bei kombinierter Zug- und Schubbeanspruchung nur geringe Zugbeanspruchungen in den Betonkörper einleiten kann.

Bei Versagen des Trägers wurde der horizontale Schlupf am Ende der externen Bewehrung mit $w_{s3} = 11$ mm gemessen. Wie man an den Versuchsergebnissen sehen kann, hat die Verspannung der Enden der externen Bewehrung einen positiven Einfluss auf das Tragverhalten der Träger. Das deutet darauf hin, dass freie Enden externer Bewehrungselemente im Idealfall konstruktiv vermieden werden sollten, bzw. dass dafür entsprechende Bemessungsregeln zu entwickeln sind.

Tabelle 3-12 bis Tabelle 3-16 zeigt die genaue Spannungsverteilung an den Stahldübeln und die Entwicklung der Spannungen während der Belastungssteigerung. Mit der gegebenen Verspannkonstruktion konnten die vertikalen Kräfte am Ende der externen Bewehrungselemente an den Gewindestäben abgetragen werden, weshalb die Verbunddübel hauptsächlich nur durch horizontale Schubkräfte belastet worden sind (nach dem Versagen des Verbundes zwischen Betonkörper und Dübel bei $P = 300$ kN wurden keine nennenswerten vertikalen Lastanteile mehr von den Dübeln übertragen). Der Dübel 1 befindet sich am Ende der externen Bewehrungselemente als letzter Dübel und wird stärker in Richtung der horizontalen Kräfte verformt als die anderen Dübel. Wie in Tabelle 3-12 und Abbildung 3-52 gezeigt, nahmen die Zugspannungen an der freiliegenden Flanschseite am Dübel 1 ab, sobald eine Belastung von 400 kN erreicht war. Bei weiterer Belastung traten dort Druckspannungen aus lokaler Biegung aufgrund der Einleitung von horizontalen Kräften auf. Dies ist darauf zurückzuführen, dass nach

dem Versagen des Verbundes (Längsrisssbildung) dieser Dübel keine vertikalen Lastanteile mehr in den Beton übertragen konnte, aber durchaus noch in der Lage war, horizontale Lastanteile zu übertragen und damit die Externe Bewehrung als Zugband zu aktivieren.

Ab einer Belastung von 500 kN traten plastische Verformungen am Stahldübel 1 im Dübelkernbereich auf. Die Ergebnisse für die Dübel 2 und Dübel 3 zeigen das Verhalten von Verbunddübeln bei Vorliegen von einem Biegemoment und einer horizontalen Schubkraft.

Die Abbildung 3-54 zeigt die Spannungen am Kopf der Stahldübel. Dieses Diagramm zeigt, dass die Dübel hauptsächlich durch horizontale Schubkräfte belastet wurden, sodass in den beiden Kernbereichen des Dübels sowohl Druck- als auch Zugspannungen vorlagen.

Tabelle 3-12: Spannungsverteilung am Dübel 1 (EFT-3)
Stress distribution of dowel 1 (EFT-3)

| | Dübel 1 – unteres externes Bewehrungselement | | | | | |
|-----------|--|----------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|----------------------|
| | rechter Verankerungsbereich | | | linker Verankerungsbereich | | |
| | Dübelgrund | 24° links | Außen | Dübelgrund | 24° rechts | Außen |
| Belastung | BQ12 | BQ11 | BQ14 | BQ102 | BQ103 | BQ104 |
| [kN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | 8 | 11 | 6 | 7 | 10 | 6 |
| 200 | 24 | 46 | 10 | 17 | 33 | 13 |
| 300 | 26 | 179 | 7 | 33 | 79 | 19 |
| 400 | 86 | 360 | -8 | 88 | 292 | 17 |
| 500 | 191 | 566 (*) | -31 | 174 | 515 (*) | 4 |
| 600 | 271 | 860 (*) | -47 | 247 | 863 (*) | 1 |
| 700 | 264 | 1248 (*) | -41 | 171 | 952 (*) | 42 |
| 718 | 202 | 1257 (*) | -24 | 162 | 973 (*) | 47 |

(*) plastisch

Tabelle 3-13: Spannungsverteilung am Dübel 2 (EFT-3)
Stress distribution of dowel 2 (EFT-3)

| | Dübel 2 – unteres externes Bewehrungselement | | | | | |
|-----------|--|----------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|----------------------|
| | rechter Verankerungsbereich | | | linker Verankerungsbereich | | |
| | Dübelgrund | 24° links | Außen | Dübelgrund | 24° rechts | Außen |
| Belastung | BQ22 | BK9 | BQ24 | AQ22 | AQ23 | AQ24 |
| [kN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | 18 | 10 | 10 | -6 | 10 | -7 |
| 200 | 11 | 23 | 21 | -10 | 19 | -16 |
| 300 | 33 | 92 | 40 | -4 | 47 | -31 |
| 400 | 16 | 104 | 68 | 29 | 96 | -51 |
| 500 | 25 | 94 | 99 | 70 | 161 | -75 |
| 600 | 41 | 45 | 149 | 130 | 250 | -103 |
| 700 | 173 | -277 | 225 | 300 | 464 (*) | -166 |
| 718 | 149 | -906 (*) | 261 | 391 | 652 (*) | -201 |

(*) plastisch

Tabelle 3-14: Spannungsverteilung am Dübel 3 (EFT-3)
Stress distribution of dowel 3 (EFT-3)

| | Dübel 3 – unteres externes Bewehrungselement | | | | | |
|-----------|--|----------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|----------------------|
| | rechter Verankerungsbereich | | | linker Verankerungsbereich | | |
| | Dübelgrund | 24° links | Flansch | Dübelgrund | 24° rechts | Flansch |
| | BQ32 | BQ31 | BQ34 | BQ82 | BQ83 | BQ84 |
| Belastung | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| [kN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | 59 | 15 | 13 | 15 | 19 | 13 |
| 200 | 84 | 34 | 25 | 30 | 49 | 27 |
| 300 | 172 | 58 | 46 | 50 | 112 | 45 |
| 400 | 101 | 103 | 56 | 70 | 166 | 59 |
| 500 | 78 | 116 | 77 | 97 | 227 | 73 |
| 600 | 72 | 122 | 105 | 117 | 238 | 91 |
| 700 | 62 | 117 | 149 | 109 | 213 | 116 |
| 718 | 54 | -158 | 154 | 110 | 214 | 117 |

Tabelle 3-15: Spannungsverteilung am Dübelkopf (EFT-3)
Stress distribution of top dowels (EFT-3)

| | oberes externes Bewehrungselement – linker Verankerungsbereich | | | | | |
|-----------|--|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | Dübel 1 | | | Dübel 3 | | |
| | Dübelgrund | 24° links | Flansch | Dübelgrund | 24° rechts | Flansch |
| | AQ12 | AK4 | AQ14 | AQ32 | AQ33 | AQ34 |
| Belastung | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| [kN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | -11 | 3 | -6 | -7 | 14 | -9 |
| 200 | -21 | 4 | -12 | -16 | 24 | -19 |
| 300 | -33 | 11 | -21 | 19 | 78 | -46 |
| 400 | -31 | 33 | -30 | 34 | 93 | -60 |
| 500 | -27 | 57 | -41 | 54 | 108 | -78 |
| 600 | -9 | 98 | -55 | 115 | 187 | -107 |
| 700 | 50 | 207 | -84 | 264 | 363 | -163 |
| 718 | 140 | 311 | -121 | 326 | 426 | -187 |

Tabelle 3-16: Spannungsverteilung am Dübel 5 (EFT-3)
Stress distribution of Dowel 5 (EFT-3)

| Belastung [kN] | Dübel 5 – linker Verankerungsbereich | | | |
|-------------------|--------------------------------------|----------------------|-----------------------------------|----------------------|
| | unteres externes Bewehrungselement | | oberes externes Bewehrungselement | |
| | Dübelgrund | Flansch | Dübelgrund | Flansch |
| | BQ52 | BQ54 | AQ52 | AQ54 |
| | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | 12 | 16 | 2 | -16 |
| 200 | 27 | 31 | -3 | -32 |
| 300 | 40 | 48 | -1 | -54 |
| 400 | 39 | 78 | 34 | -83 |
| 500 | 29 | 106 | 47 | -104 |
| 600 | 12 | 135 | 67 | -127 |
| 700 | -14 | 164 | 98 | -151 |
| 718 | -17 | 166 | 101 | -155 |

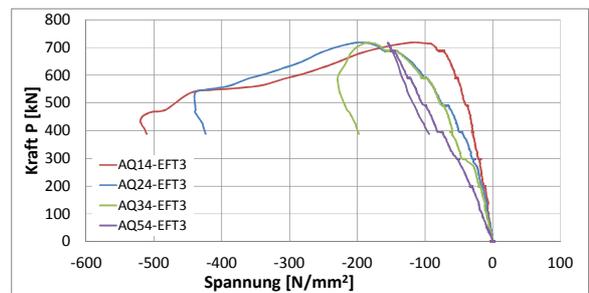
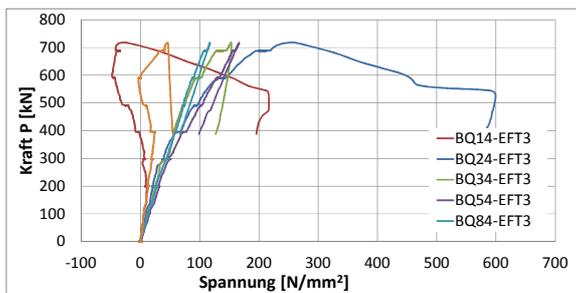


Abbildung 3-52: (li.) Spannungen an äußerer Faser des unteren Flansches (EFT-3)
(le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-3)

Abbildung 3-53: (re.) Spannungen an äußerer Faser des oberen Flansches (EFT-3)
(ri.) Stresses on top outside surface (EFT-3)

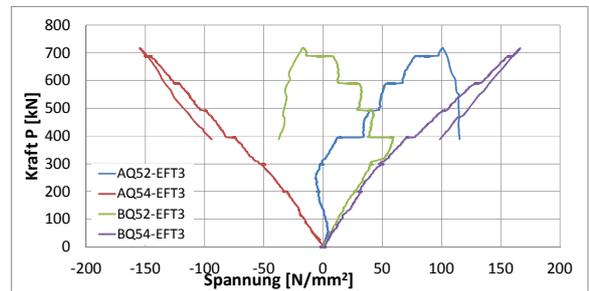
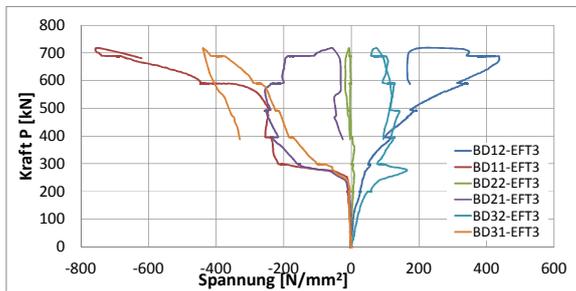


Abbildung 3-54: (li.) Spannungen am Dübelkopf, untere Leiste (EFT-3)
(le.) Stresses on heads of dowels (EFT-3)

Abbildung 3-55: (re.) Spannungen am Dübel 5, obere+untere Leiste (EFT-3)
(ri.) Stresses on dowel 5 (EFT-3)

Eine Kette von Dehnungsmessstreifen wurde ebenfalls am Dübel 2 bei Träger EFT-3 angebracht, um die genaue Spannungsverteilung entlang der Stahldübel erfassen zu können. Die maximale Spannung trat an der Stelle von 64° auf.

Tabelle 3-17: Spannungsverteilung am Dübel 2 der unteren externen Bewehrung (EFT-3)
Detail stress distribution of dowel 2 in bottom external reinforcement (EFT-3)

| Belastung | Linker Dübelkernbereich des Dübel 2 | | | | | Rechter Dübelkernbereich des Dübel 2 | | | | |
|-----------|-------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | 8° | 24° | 44° | 64° | 90° | 90° | 64° | 44° | 24° | 8° |
| | BK5 | BK4 | BK3 | BK2 | BK1 | BK6 | BK7 | BK8 | BK9 | BK10 |
| [kN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| 100 | 5 | 1 | -3 | -8 | -4 | 3 | 8 | 10 | 10 | 63 |
| 200 | 14 | 1 | -10 | -19 | -3 | 13 | 26 | 27 | 23 | 74 |
| 300 | -77 | -108 | -53 | -159 | -74 | -13 | 131 | 142 | 92 | 72 |
| 400 | -61 | -114 | -42 | -179 | -81 | -30 | 160 | 165 | 104 | 99 |
| 500 | 12 | -76 | -25 | -167 | -75 | -4 | 189 | 162 | 94 | 136 |
| 600 | 71 | -34 | 84 | -138 | -65 | 95 | 271 | 185 | 45 | 152 |
| 700 | 23 | 49 | 72 | -162 | -82 | 201 | 333 | 221 | -277 | 89 |
| 718 | -87 | 6 | 93 | -191 | -96 | 248 | 348 | 226 | -906 | 83 |

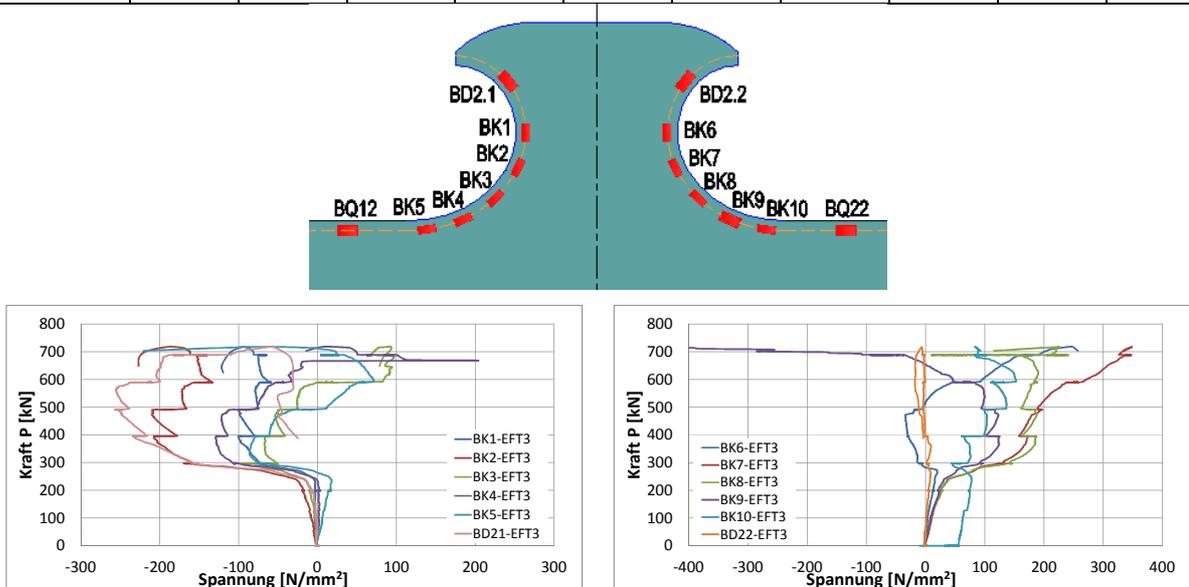


Abbildung 3-56: Spannungsverteilung am Dübel 2 (EFT-3)
Detail stress distribution on dowel 2 (EFT-3)

Das Biegemoment und die Normalkraft entlang der unteren Dübelleiste sind in Abbildung 3-57 bis Abbildung 3-60 aufgezeigt.

Der in Abbildung 3-57 dargestellte Verlauf des Biegemomentes des unteren externen Bewehrungselementes über die Länge zeigt den Effekt der lokalen Biegung aufgrund exzentrischer Lasteinleitung beim letzten Dübel deutlich auf. Die Dübelleiste wird nach unten gebogen (negatives Biegemoment) und schält sich aus dem Betonkörper heraus. Der in Abbildung 3-58 dargestellte Normalkraftverlauf ist über die Trägerlänge im Wesentlichen konstant. Das heißt, die Externe Bewehrung wirkte im Versuch als Zugband, eine Lasteinleitung erfolgte nur durch eine Beanspruchung des jeweils letzten Dübels. Dieser war offensichtlich auch bei höheren Lastniveaus in der Lage, Längschub zu übertragen. Auffallend ist hier der „Aussreisser“ bei

einem Lastniveau von $P = 300 \text{ kN}$. Bei dieser Last trat eine Längsrisssbildung auf und der Verbund zwischen dem äußeren (bzw. die beiden äußeren) Dübel zum Betonkörper versagte und wurde nachgiebig (auf der linken Seite des Versuchsträgers). Dies führte zunächst dazu, dass der Längsschub stärker durch Dübel 3 eingeleitet werden musste. Im späteren Verlauf haben sich die Nachgiebigkeiten offensichtlich wieder „eingespielt“ und die Lasteinleitung erfolgte wieder hauptsächlich durch den äußeren Dübel.

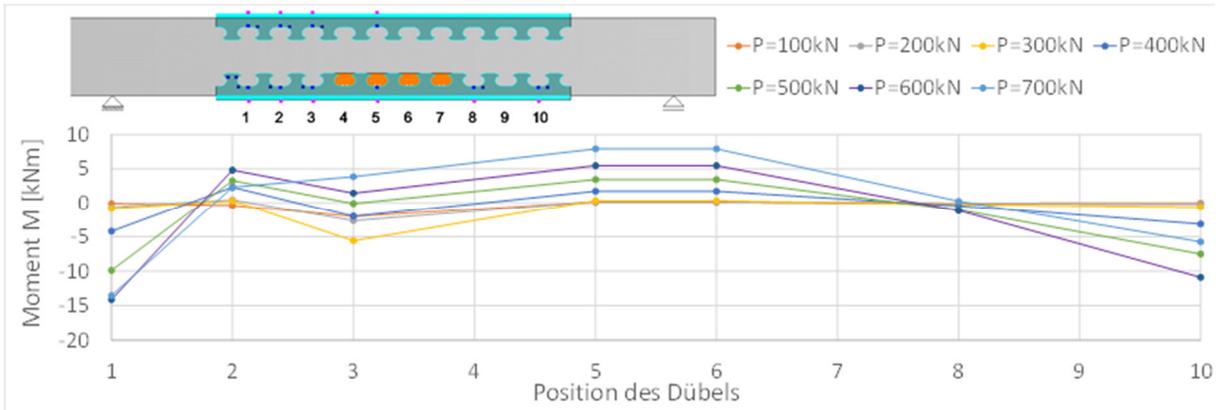


Abbildung 3-57: Biegemoment entlang des Dübelgrundes am unteren externen Bewehrungselement (EFT-3)

Distribution of bending moment along the bottom dowels (EFT-3)

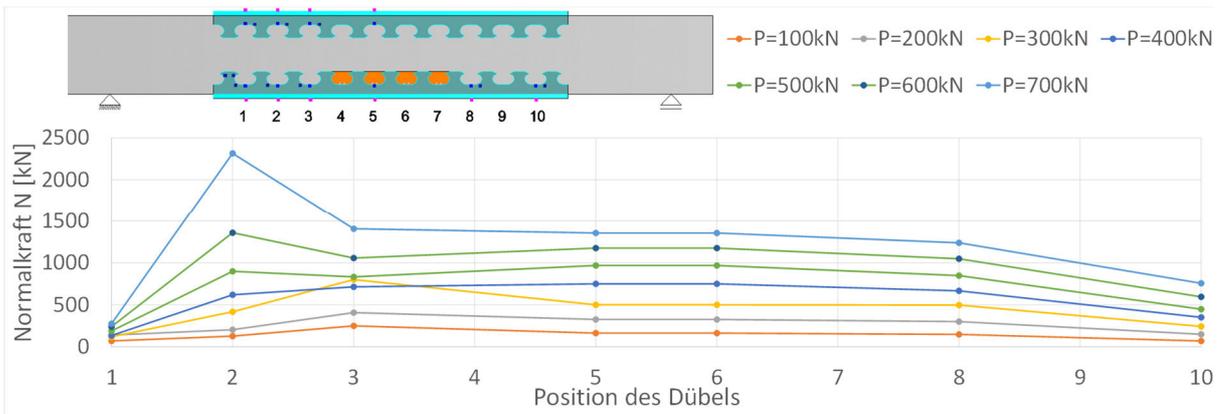


Abbildung 3-58: Normalkraft entlang des Dübelgrundes am unteren externen Bewehrungselement (EFT-3)

Distribution of normal forces along the bottom dowels (EFT-3)

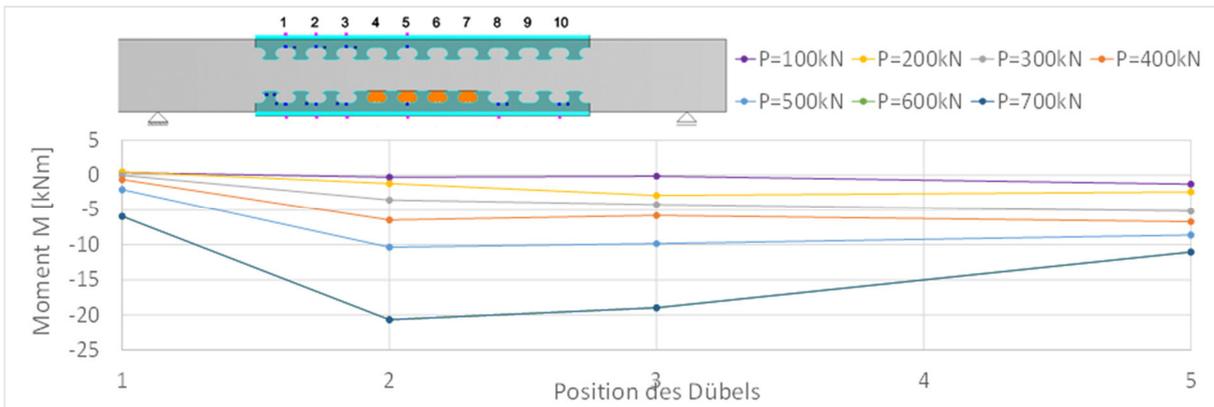


Abbildung 3-59: Biegemoment entlang des Dübelgrundes am oberen externen Bewehrungselement (EFT-3)
Distribution of bending moment along the upper dowels (EFT-3)

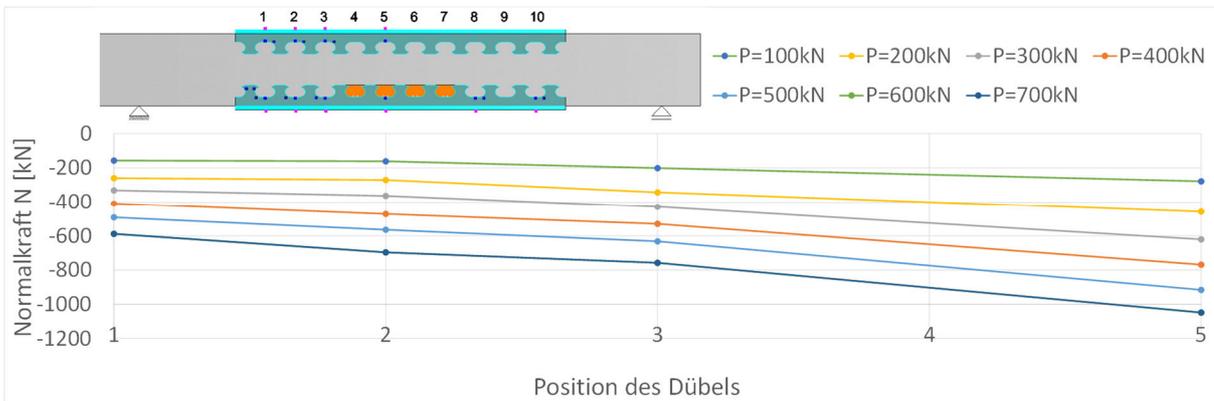


Abbildung 3-60: Normalkraft entlang des Dübelgrundes am oberen Externen Bewehrungselement (EFT-3)
Distribution of normal forces along the upper dowels (EFT-3)

Mit der Messung der Dehnungen in den konventionellen Bewehrungsstäben wurde auf die Lastübertragung von der externen Bewehrung auf den Beton geschlossen. Abbildung 3-61 stellt die Spannungsverteilung in den Bewehrungsstäben dar und die dazu ermittelten Kräfte sind in der Tabelle 3-17 zusammengefasst. Der Dehnungsmessstreifen an der Position BEW5-EFT3 ist während der Betonierarbeiten des Versuchskörpers zerstört worden, weshalb diese Ergebnisse für den Träger EFT-3 gänzlich fehlen. Im Vergleich zu den Ergebnissen des Trägers EFT-1 sind die Spannungen in den Bewehrungsbügeln aber wesentlich kleiner, da die vertikalen Lasten hauptsächlich durch die Fixierung der Endpunkte der externen Bewehrungselemente abgetragen wurden.

Der Dehnungsmessstreifen BEW4-EFT3 (s. Abbildung 3-61) zeigt, nachdem eine Belastung von $P = 300 \text{ kN}$ erreicht wurde, einen deutlich anderen Verlauf als BEW1-EFT3 bis BEW3-EFT3. Bis zu dieser Last sind die Bügel praktisch spannungsfrei, der Betonkörper ist ungerissen in Zustand 1. Mit steigender Belastung nehmen zunächst nur die Spannungen bei der Verbügelung im Bereich der Meßstelle BEW4-EFT3 zu. In diesem Bereich ist offensichtlich der Verbund zwischen Dübelleiste und Betonkörper noch intakt und es werden vertikale Kräfte in die Verbügelung eingeleitet. Im Bereich der Abspannung, also im Bereich der Meßstellen BEW1-EFT3 bis BEW3-EFT3 ist dies anders. Die Bügel dort bleiben weiter spannungsfrei, da

hier der (letzte) Dübel der externen Verbügelung bereits nicht mehr in der Lage ist, vertikale Kraftkomponenten auf den Betonkörper zu übertragen. Bei diesen Meßstellen treten erst bei Erreichen der Versagenslast Dehnungen auf, die auf die exzessive Rissbildung in diesem Bereich zurückzuführen sind (vgl. Abbildung 3-43).

Der Dehnungsverlauf in der unteren konventionellen Längsbewehrung, der in Abbildung 3-61 dargestellt ist, zeichnet sich bis zu einer Last $P = 150$ kN zunächst durch eine moderaten Anstieg aus. Dies ist durch den langsamen Übergang des Trägers von Zustand I zu Zustand II mit sukzessiver Biegerissbildung zu erklären. Im weiteren Verlauf nimmt die Spannung in der konventionellen Längsbewehrung bis zum Erreichen der Maximallast von $P = 700$ kN nahezu linear zu. Das heißt, dass bis zum Versagenszeitpunkt, die Bewehrung durch Schubeinleitung aktiviert werden konnte. Dies ist nicht selbstverständlich, sondern bedeutet, dass trotz der bei diesem Versuch kurzen Übergreifungslänge die Schubübertragung (Längsschub) von der externen Bewehrung hin zur konventionellen Bewehrung funktionierte.

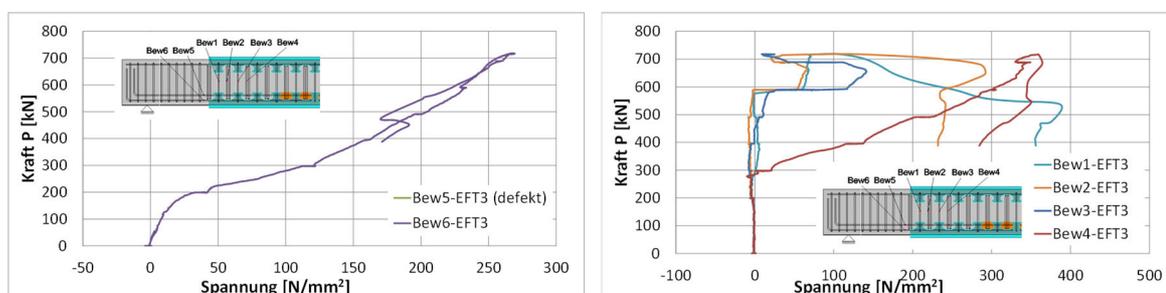


Abbildung 3-61: Spannungsverteilung an Bewehrungsstäben (EFT-3)
Detail stress distribution on reinforcements (EFT-3)

Tabelle 3-18: Kräfte in den Bewehrungsstäben aus den Messungen abgeleitet (EFT-3)
Forces in reinforcement due to the measurement (EFT-3)

| Belastung [kN] | Kraft | | | | | |
|-------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | Bew1 [kN] | Bew2 [kN] | Bew3 [kN] | Bew4 [kN] | Bew5 [kN] | Bew6 [kN] |
| 100 | -0,2 | -0,9 | -0,5 | -0,8 | - | 9,4 |
| 200 | -1,1 | -2,6 | -1,1 | -1,8 | - | 44,3 |
| 300 | 0,5 | -3,4 | -2,2 | 13,1 | - | 148,9 |
| 400 | 1,1 | -4,2 | -0,1 | 85,3 | - | 201,3 |
| 500 | -0,1 | -3,2 | 3,2 | 142,6 | - | 250,6 |
| 600 | 19,0 | 34,1 | 36,4 | 188,1 | - | 284,3 |
| 700 | 21,0 | 12,7 | 10,0 | 206,5 | - | 323,2 |
| 718 | 33,1 | 80,8 | 2,6 | 220,9 | - | 327,9 |

3.1.6.3 Vergleich und Diskussion Comparison and Discussion

Der maßgebende Versagensmodus und die dazugehörige maximale Belastung aller durchgeführten EFT-Tests wurden in Tabelle 3-19 zusammengefasst. Bei den sechs durchgeführten Versuchen wurden die Übergreifungslänge zwischen unterer externer Bewehrung und unterer

Stabstahlbewehrung sowie die Verbügelung variiert. Das Versagen der Versuchskörper bei den Versuchen von Gruppe A war auf den Pull-Out-Effekt zurückzuführen. Da dieser Effekt bei den Versuchen der Gruppe B zumindest teilweise verhindert wurde, konnte dort die Längsschubeinleitung durch die Dübelleiste untersucht werden. Es zeigte sich, dass der Pull-Out-Effekt die Tragfähigkeit der Einfeldträger signifikant beeinflusst. Der Pull-Out-Effekt wiederum wird stark durch die vorhandene Bügelbewehrung beeinflusst.

Tabelle 3-19: Zusammenfassung Einfeldträgerversuche
Summary of the EFT tests

| Name | Übergreifungslänge | Bügel je Verbunddübel | P_{\max} [kN] | Vesagensmodus | Gruppe |
|-------|--------------------|-----------------------|-----------------|-----------------|--------|
| EFT-1 | 1,325 m | 2Ø14 | 856 | Pull-Out | A |
| EFT-2 | 1,325 m | 1Ø14 | 767 | Abplatzen Beton | A |
| EFT-3 | 0,5 m | 2Ø14 | 717 | Schubversagen | B |
| EFT-4 | 0,5 m | 1Ø14 | 518 | Schubversagen | A |
| EFT-5 | 0,5 m | 1Ø10 | 480 | Pull-Out | B |
| EFT-6 | 0,5 m | 1Ø10 | 576 | Schubversagen | B |

Die Diagramme in Abbildung 3-62 und Abbildung 3-63 zeigen wichtige Ergebnisse der typischen Verformungs- und Spannungsverläufe aller sechs Versuchskörper. Die Ergebnisse weisen bis zu einem Lastniveau von ca. 300 kN eine deutliche Übereinstimmung des globalen Tragverhaltens aller Versuchskörper auf. Abbildung 3-62 zeigt den Vergleich der Durchbiegung in der Mitte aller sechs Versuchskörper. In den Laststufen 0 kN – 300 kN fallen die Last-Verformungs-Kurven zusammen. Sobald während der Versuche die Last 300 kN überschritt, traten Risse im Beton auf und die Träger verhielten sich je nach der konstruktiven Durchbildung zunächst leicht unterschiedlich. Insbesondere die Versuchskörper mit einer stärkeren Verbügelung verhielten sich zunächst etwas steifer als die Versuchskörper mit einer schwächer ausgebildeten Verbügelung.

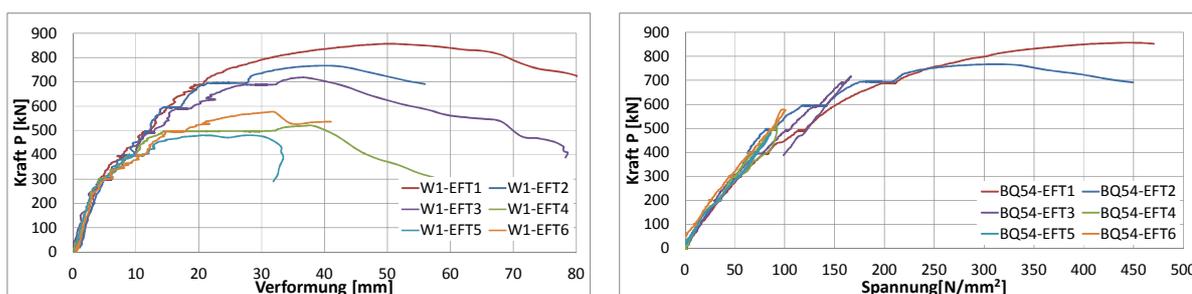


Abbildung 3-62: (li.) Vergleich der Verformungen in Trägermitte
(le.) Comparison of deflection at mid-span

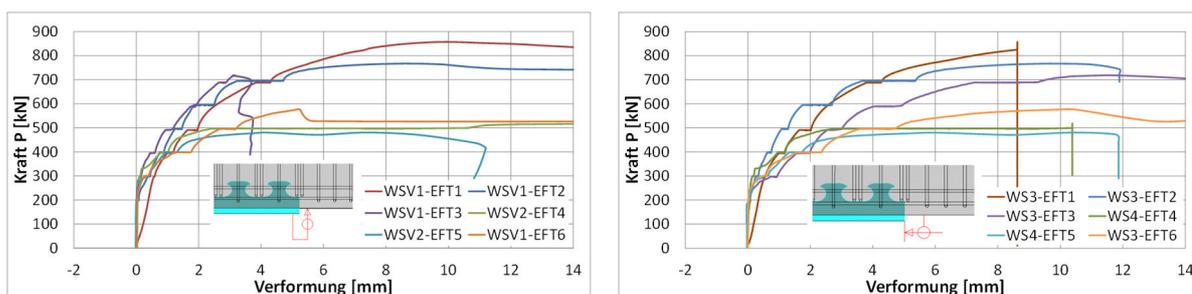
Abbildung 3-63: (re.) Vergleich Spannungen an Unterseite in Trägermitte (Dübel 5)
(ri.) Stress comparison at the bottom of middle-span(dowel 5)

Ab einem Lastniveau von ca. 480-500 kN traten dann größere Unterschiede auf. Bei den Versuchen EFT-4, EFT-5 und EFT-6 mit kleiner Übergreifungslänge kam es auf diesem Lastniveau zur Ausbildung eines Fließplateaus mit anschließendem Versagen. Interessanterweise trat dieses trotz ebenfalls kurzer Übergreifungslänge nicht bei Versuch EFT-3 auf. Bei diesem führte die Kombination von starker Verbügelung und Verhinderung des Pull-Out-Effekts offensichtlich dazu, dass trotz kurzer Übergreifungslänge in einem ausreichenden Maß Kräfte zwischen der

Stabstahlbewehrung und der externen Bewehrung übertragen werden konnten. Dies leuchtet ein, da die Kraftübertragung im Bereich der Übergreifung von der (Längs-)Rissbildung im Beton und der (starren) Einbindung der Dübel in denselben abhängig ist.

Vergleicht man das Versagen der sechs Probekörper, dann hat der Pull-Out-Effekt am Ende der unteren externen Bewehrung einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Verbundträgers. Wie in Abbildung 3-59 gezeigt, erhöhte sich das Maß des Abschälens in vertikaler Richtung am Ende der externen Verbundbewehrung schnell, wenn die Zylinderkraft 300 kN überschritt. Dies würde zu deren Ausfall führen, da dann keine oder nur eine stark reduzierte Übertragung von Schubkräften in die Externe Bewehrung hinein möglich ist. Sowohl EFT1 und EFT2 versagten durch das direkte Herausziehen des letzten Stahldübels im Zugbereich, während andere Bereiche des Versuchsträgers noch immer in guten Zustand waren. Der zunehmende vertikale Schlupf des letzten Stahldübels im EFT4 hatte das Aufreißen des Betons in diesem Bereich zur Folge, was zum anschließenden Schubversagen des Trägers führte.

Bei den Versuchen der Gruppe B, zu der EFT3, EFT5 und EFT6 gehörten, war am Ende des externen Bewehrungselementes eine Verspannung angebracht, um den Pull-Out-Effekt zu verhindern. Jedoch waren die aus dem Pull-Out-Effekt resultierenden Kräfte zunächst unterschätzt worden, sodass bei EFT5 und EFT6 dieser trotz der Verspannung der Dübelleiste am Trägerende zu Schädigungen, d.h. zum Herausschälen der externen Bewehrung aus dem Beton, führte. In diesen beiden Tests wurde der Pull-Out-Effekt also nur teilweise behindert. Bei EFT3 konnte eine Behinderung im Endbereich durch eine Vorspannung der Spannvorrichtung von 134kN erzielt werden. Die Vorspannung der Spannvorrichtung führt dazu, dass bei in der Spannvorrichtung aufgrund des Pull-Out-Effekts auftretenden Zugräften diese zunächst – ähnlich wie bei vorgespannten Schrauben – nur mit einer geringen Dehnung aufgrund der großen überdrückten Fläche einhergehen. Wird die Vorspannkraft überschritten, tritt an der externen Bewehrung in verstärkter Masse in vertikaler Richtung Schlupf auf, da dieser dann im Wesentlichen von der Dehnlänge und der Normkraftsteifigkeit der Verspanneinrichtung abhängt.



**Abbildung 3-64: (li.) vertikaler Schlupf am Ende der Externen Bewehrung
(le.) Vertical slips at the end of the external reinforcement**

**Abbildung 3-65: (re.) Horizontaler Schlupf, Ende der externen Bewehrung
(ri.) Horizontal slips, end of the external reinforcement**

Das Ergebnis zeigt, dass durch das Vorspannen der Verspanneinrichtung der vertikale Schlupf reduziert werden konnte. (vgl. lila Linie Abbildung 3-64). Im Versuch EFT3 wurde durch diese Maßnahme eine verhältnismäßig große Traglast erreicht. Hinsichtlich eines praxistauglichen Bemessungskonzeptes bedeutet dies, dass das Auftreten von Ausschäleffekten (Pull-Out-Effekt) vermieden werden muss. Dies kann einerseits konstruktiv geschehen, z.B. in dem die Externe Bewehrung bis hinter das Auflager eines Trägers durchläuft; es kann aber auch die

eine entsprechende rechnerische Bestimmung der Auszugskräfte und deren Limitierung geschehen.

Wie in Tabelle 3-19 zusammengefasst, wurden grundsätzlich zwei Varianten eines Einfeldträgers mit unterschiedlichen Überlängungen zwischen unterer externer Bewehrung und unterer Stabstahlbewehrung getestet, bei denen zusätzlich die Anordnung der Bügelbewehrung variiert wurde. EFT1, mit langer Überlängung und doppelten Bewehrungsbügel $\varnothing 14$, hatte die höchste Steifigkeit und erreichte während der Versuche auch die höchste Traglast, obwohl an den Enden der externen Bewehrung keine Verspannung angeordnet wurde. Das Versagen trat aufgrund des Pull-Out-Effekts etwa bei 50% der rechnerischen Tragfähigkeit des Trägers ohne Berücksichtigung des Pull-Out-Effekts auf.

Die Ergebnisse zeigen erwartungsgemäß, dass die lange Überlängung zur Übertragung der Kraft zwischen der externen Bewehrung und der Stabstahlbewehrung notwendig ist und die Tragfähigkeit des zusammengesetzten Balkens stark erhöht. Wie aus Abbildung 3-62 hervorgeht, hatte die lange Überlängung der Bewehrung in den Versuchskörpern EFT1 (rote Linie) und EFT2 (blaue Linie) einen positiven Einfluß auf die Tragfähigkeit der Träger. Die Versuchsträger EFT4 (hellgrüne Linie), EFT5 (hellblaue Linie) und EFT6 (orangene Linie) mit der kurzen Überlängung wiesen eine wesentlich geringere Traglast auf.

Des Weiteren zeigt das Diagramm in Abbildung 3-64 und Abbildung 3-65 einen deutlichen Einfluss der Verbügelung. Sowohl bei Vergleich der Versuche mit großer Überlängung (EFT1 und EFT2), als auch bei den Versuchen mit kleiner Überlängung (EFT3 bis EFT6), wird ersichtlich, dass eine ausreichende Dimensionierung der Bügelbewehrung notwendig ist, um hohe Tragfähigkeiten zu erzielen. Dies kann nicht mit den bekannten Methoden des Massivbaus allein erfolgen, da die Verbügelung die Externe Bewehrung nicht umschürt, sondern zusammen mit dem sie umgebenden Beton eine vertikale Längsrisssbildung in der Verbundfuge verhindern muss.



Abbildung 3-66: (li.) Riss bei langer Überlängung (EFT2)
(le.) Crack due to long overlapping (EFT2)

Abbildung 3-67: (re.) Riss bei kurzer Überlängung (EFT6)
(ri.) Crack due to short overlapping (EFT6)

Aus dem Tragverhalten der getesteten Versuchskörper ging hervor, dass ein Verkürzen der Überlängung zu einer Konzentration von Zugspannungen im Beton führte. Mit ansteigender Last entstehen im Endbereich der Überlängung (also in Trägermitte) einzelne vertikale,

sich weit öffnende Risse im Beton, die zum Versagen führen (s. Abbildung 3-66 und Abbildung 3-67). Eine Rissverteilung war nicht zu beobachten. Diese Risse können so nur auftreten, wenn die Externe Bewehrung selbst mehr oder weniger beanspruchungsfrei bleibt und damit nicht zur Rissbeschränkung, bzw. zur Rissverteilung beiträgt.

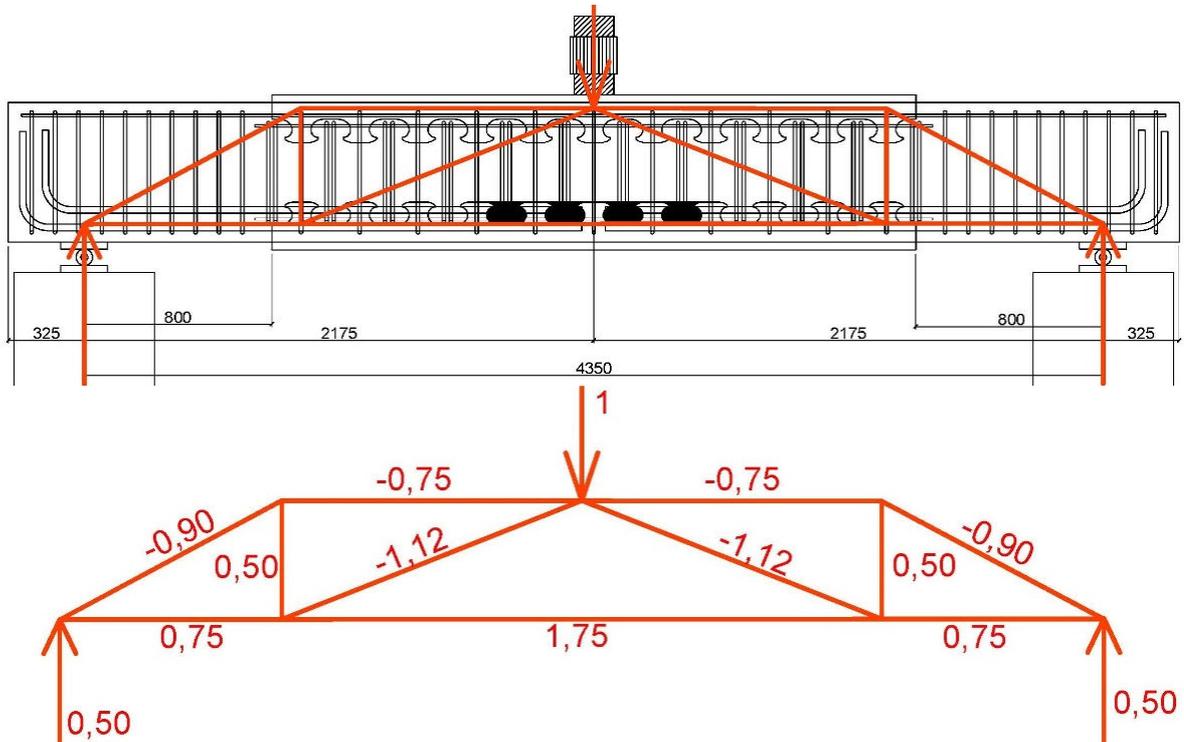
Bei den Versuchen führten damit letztendlich drei unterschiedliche Mechanismen dazu, dass die Externe Bewehrung nicht ausreichend am Lastabtrag beteiligt wurde:

- ➔ Der Pull-Out-Effekt, d.h. das Entstehen von vertikalen Auszugskräften aufgrund der Eigenbiegesteifigkeit der externen Bewehrung
- ➔ Die Längsrissbildung entlang der Verbundfuge aufgrund nicht umgreifender Verbügelung der externen Bewehrung
- ➔ Die Übergreifungslänge zwischen externer Bewehrung und Stabstahlbewehrung

Es ist daher notwendig für diese drei Mechanismen Modelle und/oder konstruktive Vorgaben zu entwickeln, mit deren Hilfe eine sichere Bemessung von Konstruktionen mit externer Bewehrung möglich ist. Im Rahmen des Projektes konnte für den Pull-Out-Effekt ein analytisches Modell für die Berechnung der Auszugskraft erarbeitet werden. Zur Betrachtung der Längsrissbildung und der Übergreifungslänge sind weitere Untersuchungen durchzuführen.

3.1.6.4 Mechanisches Modell für den Pull-Out-Effekt Mechanical model for the pull out effect

Um den Lastabtrag in den Versuchsträgern zu ermitteln, wurde zunächst ein einfaches Stabwerksmodell entwickelt, welches in Abbildung 3-68 dargestellt ist. Mit der Annahme einer Einheitslast $P=1$ können unter Berücksichtigung des Gleichgewichts der Kräfte die einzelnen Anteile berechnet werden.



**Abbildung 3-68: Balkenmodell für den Lastabtrag
Truss model of the load transfer**

Dieses Modell setzt voraus, dass Eigenbiegesteifigkeiten der einzelnen Querschnittselemente, wie z.B. der externen Bewehrung, ähnlich wie bei den bekannten Fachwerkmodellen des Massivbaus, vernachlässigbar sind. Auch wenn dies aufgrund des Pull-Out-Effekts offensichtlich nicht ohne Weiteres der Fall ist, erlaubt das Modell dennoch einige wichtige Rückschlüsse auf das Tragverhalten der Versuchskörper.

Die Druckstreben unter der mittigen Einzellast können sich direkt auf die Enden der unteren externen Bewehrung absetzen. Deren horizontale Komponente wird vor allem durch den letzten bzw. die beiden letzten Dübel der Elemente eingeleitet. Die Bügelbewehrung in diesem Bereich trägt die vertikale Komponente der Druckstreben ab. Da diese die externen Bewehrungselemente nicht umschnürt, kann sie dies nur dann, wenn kein lokales Versagen im Bereich der beiden letzten Dübel, z.B. durch Herausschälen oder Längsrisssbildung auftritt. Ist dies der Fall, beträgt die Zugkraft in der externen Bewehrung das 1,75-fache der Zylinderkraft. Ein mittiger einzelner Biegeriss, wie er in den Versuchen auftrat und in Abbildung 3-66 und Abbildung 3-67 dargestellt ist, kann dann aus Gründen der Verträglichkeit nicht auftreten.

Die untere Stabstahlbewehrung wird bei diesem Modell mit dem 0,75-fachen der Zylinderkraft beansprucht. Diese Kraft wird im Modell über die Übergreifungslänge auf die Externe Bewehrung

rung übertragen, so dass ca. 43% der im Modell in der externen Bewehrung vorhandene Zugkraft aus der Übergreifung zwischen Stabstahl und externen Bewehrung und 57% direkt aus der horizontalen Komponente der Druckstrebe unterhalb des Zylinders resultieren.

Ein Vergleich zwischen den Messungen und dem Modell wird für Versuch EFT1 in Tabelle 3-20 durchgeführt. Zur Ermittlung der Kraft in der Stabstahlbewehrung wurden dazu die Messstellen Bew5 und Bew6 herangezogen, siehe auch Tabelle 3-11. Die Normalkraft im externen Bewehrungselement wurde aus den Messstellen an Dübel 5 entnommen, siehe dazu Abbildung 3-38.

Tabelle 3-20: Vergleich zwischen Messergebnissen und Fachwerkmodell (EFT1)
Comparison of test results and truss model (EFT1)

| Zylinderkraft [kN] | Kraft [kN] in der Stabstahlbewehrung | | Stabstahl | Kraft [kN] in der externen Bewehrung | | Externe Bewehrung |
|--------------------|--------------------------------------|---------|----------------|--------------------------------------|---------|-------------------|
| | Modell | Messung | Modell/Messung | Modell | Messung | Modell/Messung |
| 100 | 74 | 62 | 1,19 | 175 | 160 | 1,09 |
| 200 | 148 | 136 | 1,08 | 350 | 347 | 1,01 |
| 300 | 222 | 229 | 0,97 | 525 | 539 | 0,97 |
| 400 | 296 | 345 | 0,86 | 700 | 753 | 0,93 |
| 500 | 370 | 454 | 0,81 | 875 | 968 | 0,90 |
| 600 | 444 | 570 | 0,78 | 1050 | 1175 | 0,89 |
| 700 | 518 | 700 | 0,74 | 1225 | 1432 | 0,86 |
| 800 | 592 | 809 | 0,73 | 1400 | 1727 | 0,81 |

Für die Stabstahlbewehrung ist eine sehr gute Übereinstimmung der Messung mit dem Fachwerkmodell erkennbar. Im niedrigen Lastbereich ist aufgrund der noch abgeschlossenen Rissbildung erwartungsgemäss die gemessene Normalkraft etwas kleiner als die theoretische, im weiteren Lastverlauf sind die gemessenen Kräfte etwas größer als die nach dem Fachwerkmodell zu erwartenden, dies aber im Rahmen der zu erwartenden Messgenauigkeit.

Die Normalkräfte in der externen Bewehrung stimmen für Modell und Messung auf den unterschiedlichen Laststufen gut überein. Man erkennt, dass die in diesem Fall die Übergreifungslänge zwischen konventioneller Bewehrung und externer Bewehrung ausreichend lang war, um die Längsschubkräfte zwischen konventioneller Bewehrung und externer Bewehrung bis zum erreichten Lastniveau zu übertragen. Versagen trat letztendlich aufgrund des Pull-Out-Effekts ein.

Das Auftreten der bereits genannten Biegerisse in Feldmitte lässt damit im Zusammenhang mit dem Fachwerkmodell folgende Schlüsse zu: Die Externe Bewehrung entzog sich während der Versuche aufgrund des Pull-Out-Effekts und einer Längsrissbildung in der Verbundfuge einer Lasteinleitung. Dies trat ab einem Lastniveau von ca. 300 kN aufgrund einer zunehmenden horizontalen Nachgiebigkeit (Schlupf) auf, die im direkten Zusammenhang mit dem Herauslösen der externen Bewehrung aus dem Beton steht (vgl. Abb. 1-64 und Abb. 1-65). Die untere Stabstahlbewehrung selbst war davon nicht betroffen, sondern war praktisch bis zu ihrem Ende im Beton verankert und am Lastabtrag beteiligt. Dies ist der Grund, warum der vertikale Biegeriss in Feldmitte, also im Bereich ohne durchlaufende untere Stabstahlbewehrung, auftrat. Die Verankerungslänge der Stabstahlbewehrung kann daher für die jeweils im Versuch erreichten Lastniveaus als ausreichend betrachtet werden. Eine Übertragung der Kraft

aus dem Stabstahl auf die Bewehrung war jedoch nicht möglich, da die Nachgiebigkeit des Verbundes zwischen externem Bewehrungselement und Betonkörper vor allem aufgrund des Pull-Effekts und bei einigen Versuchen aufgrund einer zu schwach ausgebildeten Verbügelung zu groß war.

Eine wirkungsvolle Übergreifung zwischen Stabstahl und externer Bewehrung ist daher nur möglich, wenn durch die (konstruktive) Ausbildung der Verbügelung und die Limitierung der Auszugskräfte aufgrund des Pull-Out-Effekts ein quasi starrer Verbund zwischen externer Bewehrung und Betonkörper sichergestellt wird. Dazu ist es notwendig, entsprechende Bemessungsmodelle zu entwickeln. Während dies für den Pull-Effekt im Rahmen des Projektes grundsätzlich möglich erscheint, ist die Frage der notwendigen Verbügelung (die wiederum den Pull-Out-Effekt beeinflusst) im Rahmen der zur Verfügung stehenden Versuchsergebnisse noch nicht möglich, da die hier maßgebenden lokalen Effekte von vielen Parametern abhängen und keine (einfache) Verallgemeinerung zulassen. Hierzu sind weitere, experimentell umfangreiche Untersuchungen notwendig. Im Folgenden wird daher näher auf den Pull-Out-Effekt eingegangen.

3.1.6.4.1 Mechanisches Modell für den Pull-Out-Effekt (im Zugbereich, konvex)

The mechanical model for the pull out effect (in tensile part, convex)

Um den Pull-Out-Effekt des externen Bewehrungselementes im Einfeldträger quantifizierbar zu machen und Auszugskräfte zu ermitteln, wurde ein vereinfachtes mechanisches Modell entwickelt. Die mit diesem Modell ermittelten Auszugskräfte können dann mit z.B. auf Auszugsversuchen basierenden Widerständen verglichen werden, was eine rechnerische Beurteilung des Pull-Out-Effekts, möglicherweise unter Berücksichtigung einer Schub-Auszugsinteraktion, ermöglichen würde.

Für die Ermittlung der Auszugskräfte ist die Eigenbiegesteifigkeit des externen Bewehrungselementes zu berücksichtigen. Diese wird im Fall der unteren externen Bewehrung, ausgehend vom (konvexen) Wendepunkt der Biegelinie bis zu ihrem freien Ende als Kragarm, betrachtet. Die Integrität des Gesamtträgers kann unter Last nur gewahrt werden, wenn die Biegelinie der externen Bewehrung der des Gesamtträgers entspricht (Verträglichkeitsbedingung). Die Verträglichkeit zwischen der Verformung des Gesamtträgers und des Kragarms kann näherungsweise durch eine Belastung des externen Bewehrungsmodells an dessen freiem Ende hergestellt werden. Die dazu notwendige Kraft ist die Auszugskraft, die auf die Dübel im Endbereich des externen Bewehrungselementes wirkt. Im Fall eines linearen Biegemomentenverlaufs trifft diese Lösung unter der Voraussetzung elastischen Verhaltens exakt zu, für den Fall eines quadratischen Momentenverlaufs stellt sie eine Näherung auf der sicheren Seite dar, da dann auch mit einer konstant über die Kragarmlänge verteilten Auszugskraft gerechnet werden könnte.

Zur Bestimmung der Auszugskraft wird das externe Bewehrungselement daher als Kragarm betrachtet, welcher durch eine Einzelkraft am Ende belastet war (Abbildung 3-69).

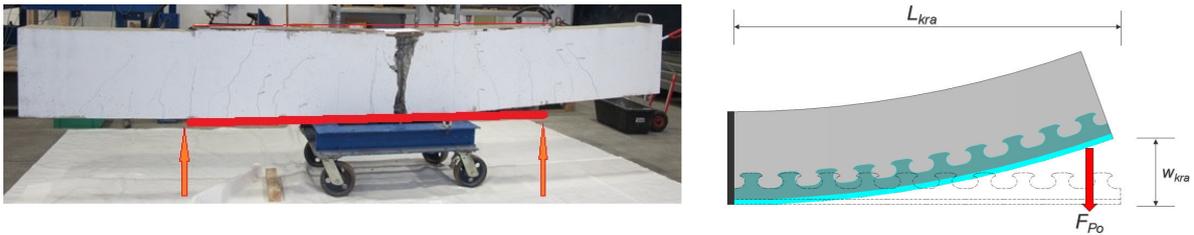


Abbildung 3-69: Vereinfachtes Kragarmmodell
Simplified cantilever beam model

Daraus folgt die Beziehung

$$w_{kra} = \frac{F_{PO} \cdot L_{kra}^3}{3EI_{ext}} \quad (3-1)$$

mit:

- w_{kra} := Durchbiegung am Trägerende
- L_{kra} := Länge des Kragarms
- E := E-Modul Stahl
- I_{ext} := Flächenträgheitsmoment der externen Bewehrung
- F_{PO} := Einzellast am Kragarmende

Die Durchbiegung w_{kra} kann im Projekt aus den Versuchen oder im Rahmen einer Bemessung auch aus Berechnungen am Gesamtquerschnitt ermittelt werden. Die Steifigkeit des externen Bewehrungselements kann unter Berücksichtigung der Geometrie der Dübel bestimmt werden, die entweder mit oder ohne Beton hinterfüllt sind. Daraus lässt sich die minimale und maximale angreifende Kraft am Ende des Kragträgers berechnen (s. Tabelle 3-21).

Tabelle 3-21: Vereinfachtes Model für die untere Externe Bewehrung(konvex)
Simplified model for lower external reinforcement element

| Test | max. Last (KN) | Durchbiegung [mm] | F_{PO} (kN) | |
|-------|----------------|-------------------|-----------------------------|-------------------------|
| | | | Dübel hinterfüllt mit Beton | Beton nicht hinterfüllt |
| EFT 1 | 856 | 31,9 | 260,9 | 113,0 |
| EFT 2 | 767 | 26,7 | 218,4 | 94,6 |
| EFT 4 | 518 | 23,6 | 193,0 | 83,6 |

Die kraftschlüssige Hinterfüllung der Dübel mit Beton führt dazu, dass das Externe Bewehrungselement sich hier nicht frei verkrümmen kann. Die Hinterfüllung ist daher bei der Ermittlung der Biegesteifigkeit des Elementes zu berücksichtigen. Am einfachsten wird das externe Bewehrungselement daher als T-förmiger Stahlquerschnitt mit der Gesamthöhe der externen Bewehrung betrachtet. Wie aus Tabelle 1-20 ersichtlich ist, hat dies einen sehr großen Einfluss auf die Größe der Auszugskräfte.

Unter Annahme der Mitwirkung des mit Beton hinterfüllten Dübelzwischenraums kann die Entwicklung der maximalen Dübelauszugskräfte F_{PO} während der Belastungsphase ausgewertet werden. Abbildung 3-70 zeigt den Vergleich der Auszugskräfte F_{PO} der Probekörper EFT1, EFT2 und EFT4. Infolge der Auszugskräfte wird der letzte Stahldübel in vertikaler Richtung auf

Zug beansprucht, und es entwickelt sich ein zunehmender vertikaler Spalt zwischen dem Stahlprofil und dem Beton. Der Zusammenhang zwischen den Dübelauszugskräften und dem jeweiligen Vertikalschlupf ist in Abbildung 3-71 dargestellt.

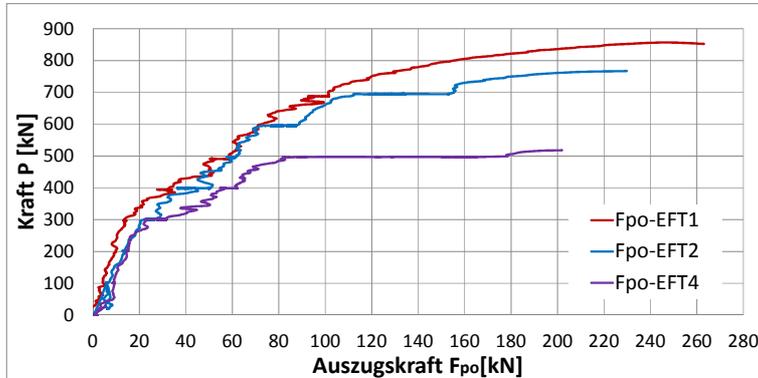


Abbildung 3-70: Vergleich der Auszugskräfte am Ende der externen Bewehrung
comparison of the pull out forces at the end of external reinforcement

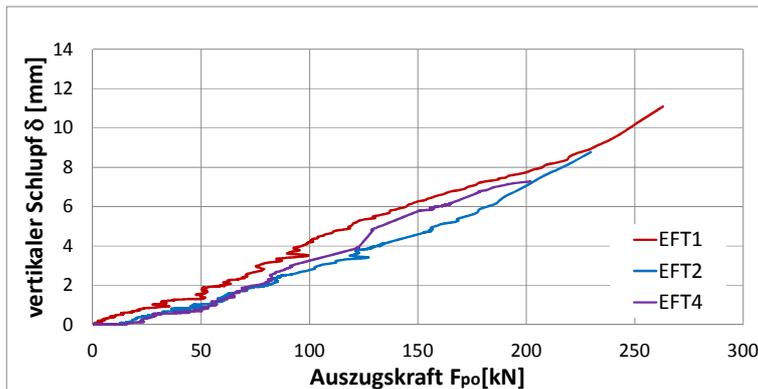
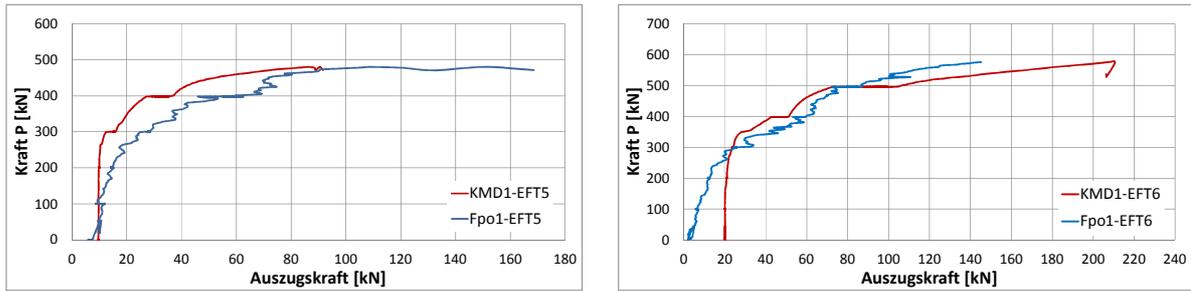


Abbildung 3-71: Zusammenhang zwischen den Auszugskräften und dem Vertikalschlupf in den EFT Versuche
relationship between the pull out forces and the vertical slips (EFT tests)

In den Versuchen der Gruppe B wurden die Enden der externen Bewehrungselemente in vertikaler Richtung durch entsprechend angeordnete Traversen zusammen fixiert, um das Entstehen des Auszugseffekts nach Möglichkeit zu unterbinden. Bei den Trägerendtraversen wurden dabei jeweils Kraftmessdosen integriert, so dass somit die entstehenden Auszugskräfte am Ende der externen Bewehrungselemente gemessen werden konnten.

In Abbildung 3-72 ist der Vergleich der berechneten und der mit den Traversenkonstruktionen gemessenen Auszugskräfte dargestellt. So zeigt z.B. im linken Teilbild von Abbildung 3-72 die rote Kurve KMD1-EFT5 den gemessenen Wert der Auszugskräfte am linken Trägerende des externen Bewehrungselements und der blaue Verlauf den berechneten Wert unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons im Dübelzwischenraum. Die beiden Verläufe stimmen qualitativ und quantitativ gut miteinander überein, was bedeutet, dass die Mitwirkung des Betons im Dübelzwischenraum einen signifikanten Beitrag zur resultierenden Biegesteifigkeit des externen Bewehrungselements darstellt. Vergleichbare Ergebnisse wurden auch für den Versuchsträger EFT6 erzielt. Das oben entwickelte vereinfachte mechanische Modell bildet die beobachteten Versuchsergebnissen mit guter Übereinstimmung ab.



**Abbildung 3-72: Vergleich der gerechneten und gemessenen Auszugskräfte am Ende der externen Bewehrung (links EFT5, rechts EFT6)
comparison of the measured and calculated pull out force at the end of external reinforcement (left EFT5, right EFT6)**

Die in den Versuchen aufgetretenen großen Auszugskräfte haben dort zum Pull-Out-Effekt geführt. Im Folgenden wird betrachtet, inwieweit Auszugskräfte auch bei realen Konstruktionen auftreten können. Dazu wird zum einen von einem freien Ende der externen Bewehrung ausgegangen, d.h. diese wird nicht unter die Lager des Bauteils geführt, und zum anderen wird von einer baupraktisch üblichen maximalen Durchbiegung des Bauteils von maximal $L/350$ ausgegangen.

Damit ergibt sich im Fall des Einfeldträgers das Maß w_{kra} zu

$$\frac{w_{kra}}{2L_{kra}} \ll \frac{1}{350} \tag{3-2}$$

Im Fall eines Durchlaufträgers ist L der Abstand zwischen zwei konkaven Wendepunkten der Biegelinie. Aus Gl. () und Gl. (3-2) erhält man damit für die Auszugskraft:

$$F_{PO} = \frac{6EI_{ext}}{L_{kra}^2} \frac{w_{kra}}{2L_{kra}} = \frac{6EI_{ext}}{350} \frac{1}{L_{kra}^2} \tag{3-3}$$

Dabei wird die Biegesteifigkeit der externen Bewehrung als konstant angenommen, wodurch zwischen der Last und der Länge zum Quadrat eine indirekte Proportionalität vorliegt. Den Zusammenhang zwischen F_{PO} und L_{kra} zeigt Abbildung 3-73. Wie aus der F_{PO} - L_{kra} -Kurve hervorgeht, tritt der Pull-Out-Effekt nur auf, wenn die Länge des externen Bewehrungselementes verhältnismäßig kurz ist. Eine Erhöhung der Länge des externen Bewehrungselementes und der Konstruktion vermindert den Pull-Out-Effekt. Die Pilotbrücke Simmerbach [FO10] hat zum Beispiel eine Länge von 12,75 m und die auftretende Auszugskraft ergibt sich zu $F_{PO}=12,8$ kN, was nahezu vernachlässigbar ist.

Außer bei Bauteilen mit sehr kurzen Spannweiten ergeben sich damit verhältnismäßig kleine Auszugskräfte. Es ist daher aus baupraktischer Sicht ausreichend, zur sicheren Abdeckung des Pull-Out-Effekts einfache konservative Bemessungsregeln zu entwickeln.

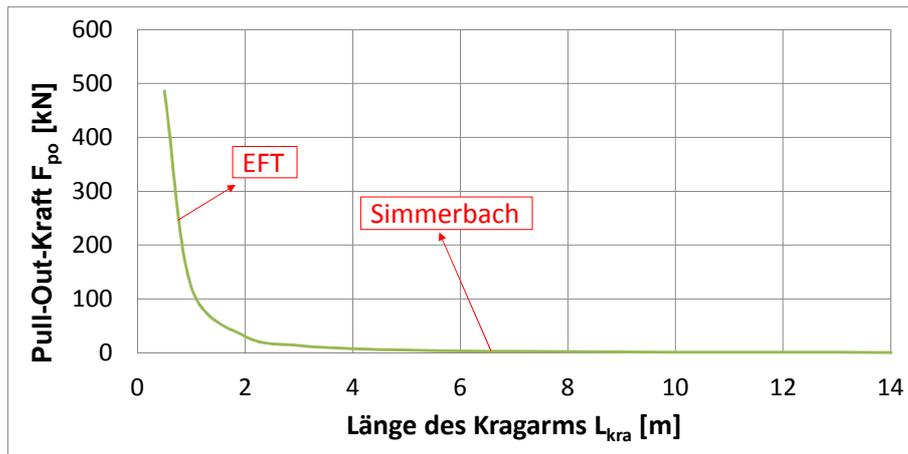


Abbildung 3-73: F_{PO} - L_{kra} -Kurve des Kragarmsystems
 F_{PO} - L_{kra} curve of the cantilever beam

3.1.6.4.2 Mechanisches Modell für den Pull-Out-Effekt (Druckbereich, konkav) Mechanical model for the pull out effect (compressive part, concave)

Wie bereits für den Zugbereich, soll auch für den Druckbereich ein vereinfachtes Modell für die Berechnung der aus dem Pull-Out-Effekt resultierenden Auszugskräfte entwickelt werden. Hierzu eignet sich ein einfach gelagerter Träger mit einer konstanten Linienlast (s. Abbildung 3-74), mit dessen Hilfe sich die zur näherungsweise Sicherstellung der Verträglichkeit zwischen externer Bewehrung und Gesamtträger nötigen Auszugskräfte ermitteln lassen. Diese Näherung gilt unter der Voraussetzung elastischen Verhaltens exakt für Träger mit quadratischem Biegemomentenverlauf. Für Träger mit linearem Momentenverlauf wäre ein Einfeldträger mit mittiger Einzellast ein geeignetes System zur Bestimmung der Auszugskräfte. Da aber davon auszugehen ist, dass bei realen Systemen eine Verteilung dieser Einzellast auf mehrere Dübel erfolgt, kann auch für diesen Fall der Einfeldträger mit Gleichstreckenlast als geeignetes System betrachtet werden.

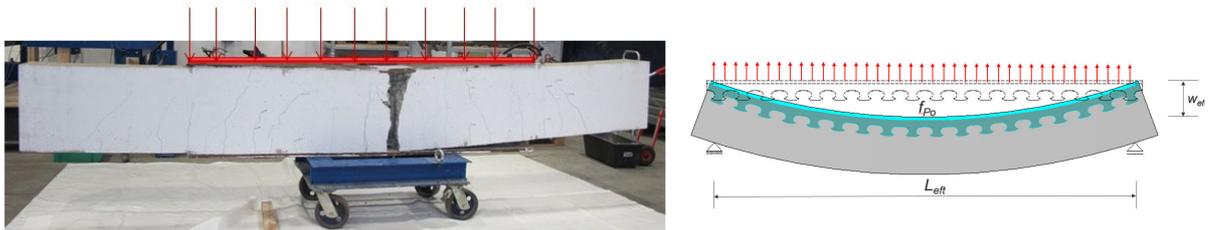


Abbildung 3-74: einfach gelagertes Balkenmodell
 simply supported beam model

Aus diesem Modell folgt die Gleichung

$$w_{eft} = \frac{5f_{Po} \cdot L_{eft}^4}{384EI_{ext}} \quad (3-4)$$

mit:

- w_{eft} := Durchbiegung des Trägers in der Feldmitte
- L_{eft} := Länge des gesamten Verbundträgers
- E := E-Modul Stahl
- I_{ext} := Flächenträgheitsmoment der externen Bewehrung
- f_{Po} := konstante Linienlast

Unter Zugrundelegen des Durchbiegungs / Längen –Verhältnis

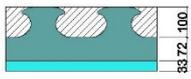
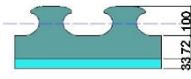
$$\frac{w_{eft}}{L_{eft}} \ll \frac{1}{350} \quad (3-5)$$

und aus Gl.(3-4) und Gl. (3-5), erhält man

$$f_{Po} = \frac{384EI_{ext}}{1750} \frac{1}{L_{eft}^4} \quad (3-6)$$

Die Durchbiegung w_{eft} kann aus den Versuchen oder im Fall einer baupraktischen Anwendung mit Hilfe einer statischen Berechnung ermittelt werden. Die anzusetzende Steifigkeit kann durch die Betrachtung „Dübel hinterfüllt mit Beton“ oder „Dübel nicht hinterfüllt mit Beton“ bestimmt werden. Die bei den Einfeldträgern aufgetretene maximale und minimale Auszugslast ergibt sich mit diesem Modell wie in Tabelle 3-22 dargestellt. Ähnlich wie im Fall der externen Bewehrung im Zugbereich (konvexe Biegelinie) ist wieder der große Einfluss der Biegesteifigkeit der externen Bewehrung erkennbar. Insbesondere spielt die Hinterfüllung der Dübel mit Beton eine große Rolle, die die Steifigkeit signifikant erhöht, so dass in aller Regel der Fall „Dübel hinterfüllt mit Beton“ zu berücksichtigen ist.

Tabelle 3-22: Vereinfachtes Modell für die obere Externe Bewehrung(konkav)
Simplified model for upper external reinforcement element (concave)

| Querschnittswerte | Dübel nicht hinterfüllt | Dübel hinterfüllt mit Beton |
|------------------------|---|---|
| |  |  |
| $I_{ext}(\text{cm}^4)$ | 465,80 | 3375,30 |
| $L_{eft}(\text{cm})$ | 275,00 | 275,00 |
| $w_{eft}(\text{cm})$ | 2,10 | 2,10 |
| $f_{Po}(\text{kN/m})$ | 27,58 | 199,88 |

Dabei ist EI_{ext} für den untersuchten Bereich konstant, sodass sich daraus ein indirekt proportionaler Zusammenhang von Auszugskraft und einem kubischen Längenanteil ergibt. Die Beziehung von f_{Po} und L_{eft} zeigt Abbildung 3-75.

Aus der f_{Po} – L_{eft} -Kurve geht hervor, dass die Länge des externen Bewehrungselementes einen wesentlichen Einfluss auf den Pull-Out-Effekt hat, der den Annahmen des mechanischen Modelles für den Zugbereich ähnlich ist. Für die Brücke Simmerbach [FO10], die eine Länge von 12,75 m hat, ergibt sich demnach nur eine sehr kleine konstant verteilte Auszugskraft an dem oberen Stahlträger von 0,75 kN/m, was vernachlässigbar ist.

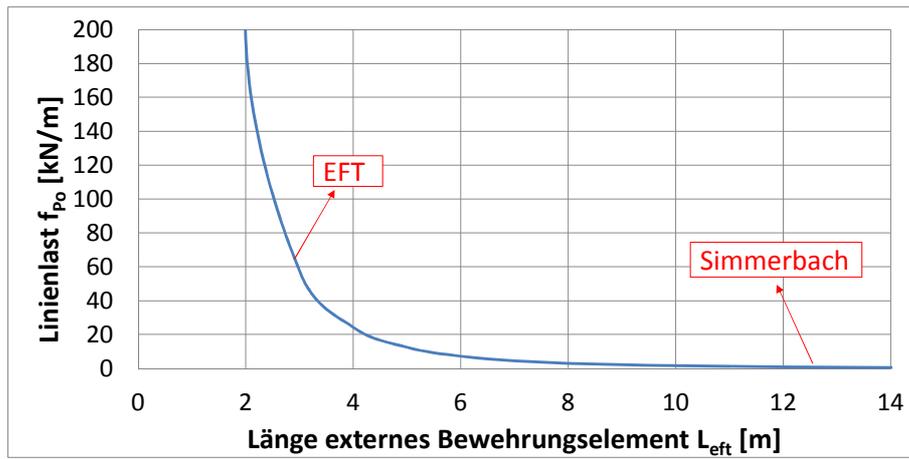


Abbildung 3-75: $f_{PO} - L_{eff}$ Kurve eines einfach gelagerten Balkens
 $f_{PO} - L_{eff}$ curve of the simply supported beam

3.2 Rahmeneckversuch Frame structure tests

3.2.1 Allgemein General

Die Rahmeneckversuche wurden mit dem Ziel durchgeführt, das Tragverhalten der externen Bewehrungselemente im Bereich der Widerlager von Rahmentragwerken zu untersuchen. Neben der Verteilung des Schubes auf die einzelnen Dübel, die für den Nachweis der Tragfähigkeit und für den Ermüdungsnachweis der Dübel relevant ist, war hier auch die notwendige Verankerungslänge der externen Bewehrungselemente von Interesse. Zudem beeinflusst die Schubeinleitung auch die senkrecht zur externen Bewehrung angeordnete konventionelle Bewehrung des Widerlagers. Aufgrund der im Widerlagerbereich auftretenden Biegemomente und Schubkräfte, stellen die Bestimmung der Beanspruchungen und der Lasttransfer zwischen externer Bewehrung, Beton und konventioneller Bewehrung eine komplexe Aufgabe dar, die stark steifigkeitsabhängig ist und damit von der Rissbildung im Betonkörper, aber auch der Steifigkeit der externen Bewehrung abhängt.

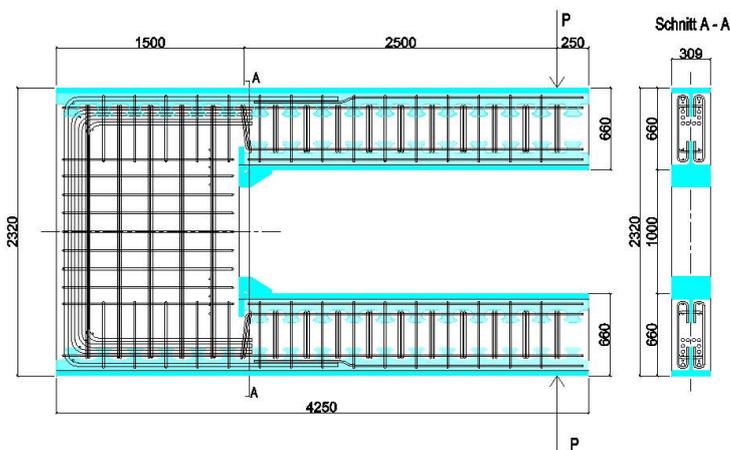
Zur Klärung dieser Fragestellung wurden zwei Versuche an gabelförmigen Versuchskörpern mit unterschiedlichen Verankerungslängen der externen Bewehrung durchgeführt. Das Tragverhalten unter kombinierter Biege- und Schubbeanspruchung der externen Bewehrung, die Schubeinleitung in den Betonkörper und die Versagensmodi der beiden Versuche wurden analysiert und, auch mit den Ergebnissen der statischen Einfeldträgerversuche, vergleichend bewertet. Auf dieser Basis können Aussagen zur notwendigen Verankerungslänge der externen Bewehrung getroffen werden.

3.2.2 Versuchsmatrix Test matrix

Um die Schubübertragung von der externen Bewehrung in ein Widerlager im Versuch zu simulieren, wurde ein neuartiger, gabelförmiger Versuchsaufbau wie er in Abbildung 3-77 dargestellt ist entwickelt. Dabei erfolgte die Lasteinleitung durch Zusammenspannen der Gabeln, so dass jeweils gleich große, aber entgegengesetzte Lasten an den beiden Kragarmenden eingeleitet wurden. Die Kragarme hatten jeweils eine Länge von 2,50 m und einen rechteckigen Querschnitt von 0,66 m x 0,309 m. In Analogie zur Ausführung der Rahmenbrücke InfraLeuna (s. Abbildung 3-76) wurden die externen Bewehrungselemente oben und unten über die gesamte Kragarmlänge geführt. Der Versuchsaufbau gewährleistete so nicht nur realitätsnahe Abmessungen, sondern auch ein M-V-Verhältnis, wie es bei Rahmenbrücken mit Spannweiten von ca. 12 m üblicherweise auftritt. Während das obere (im Versuch äußere) Externe Bewehrungselement, welches auf Zug beansprucht zur Verankerung dieser Zugkräfte über das Kragarmende hinaus verlängert wurde, endet das druckbeanspruchte Bewehrungselement in einer ausgesteiften Druckplatte am Kragarmende. Bei den zwei durchgeführten Versuchen wurden für das zugbeanspruchte äußere Bewehrungselement zwei unterschiedliche Verankerungslängen geprüft: bei einem der Versuche wurde eine kurze Verankerungslänge von 1,5 m realisiert (Versuch RE, siehe Abbildung 3-77), im zweiten Versuch eine wesentlich längere von 2,5 m (Versuch WL). Die Gesamthöhe der Versuchskörper betrug jeweils 2,32 m.



**Abbildung 3-76: Eisenbahnüberführung der Anschlussbahn InfraLeuna
railway crossing of connection to InfraLeuna**



**Abbildung 3-77: Ansicht des gabelförmigen Versuchskörpers von Versuch RE
Overview of the frame structure test (RE)**

Die externen Bewehrungselemente wurden durch Plasmaschneiden aus HEM-320-Profilen hergestellt. Dabei wurde, wie im gesamten Projekt, als Dübelform die modifizierte Klothoidenform verwendet (MCL). Die Flanschbreite des Profils beträgt 309 mm und gibt damit auch die Breite der Kragarme vor. Die Flanschdicke beträgt 40 mm, die Stegdicke 21 mm.

Die konventionelle Bewehrung ist in Anhang B.1 dargestellt. Dabei wurde die Verbügelung der Dübelleiste auf Basis der bei den Pilotbrücken Simmerbach und InfraLeuna gemachten Erfahrungen festgelegt [FI07b] [SE09a]. Die Doppelbügel zwischen den Dübeln wurden zu $\varnothing 16$ mm gewählt, um eine ausreichende Zugverankerung der Dübel gegen Herausziehen bzw. Ausschälen sicherzustellen. Basierend auf elementaren Fachwerkmodellen zum Lastabtrag im Rahmeneck des Widerlagers wurde am Ende der Widerlager jeweils eine starke Zugbewehrung eingelegt, um die aus Biegung zu erwartenden Zugkräfte senkrecht zur externen Bewehrung aufnehmen zu können.

3.2.3 Herstellung Fabrication



Abbildung 3-78: Bewehrungskorb Versuch RE
Reinforcement cage of RE



Abbildung 3-79: Versuchskörper RE
RE - Specimen

Für die Herstellung der externen Bewehrung wurden HEM-320-Profile, Stahlgüte S355 J2 verwendet. Nach dem Schneiden wurden die externen Bewehrungselemente mit Dehnungsmessstreifen versehen. Die Bewehrungskörbe wurden direkt im Betonfertigteilewerk hergestellt und dort mit Dehnmessstreifen ausgestattet. Anschließend wurden die Versuchskörper betoniert.

Die externen Bewehrungselemente haben die Stahlgüte S355 J2, der Bewehrungsstahl BST 500S und der Beton C40/50. Eine Zusammenstellung der verwendeten Materialeigenschaften findet sich in Tabelle 3-23.

Tabelle 3-23: Materialeigenschaften Versuche RE und WL
Material properties of RE and WL

| Material Eigenschaften | | | | | |
|------------------------------------|--------|-------------------------------|---------|-------------------------------|-----------|
| Beton | C40/50 | Stahl | S355 J2 | Bewehrung | BST 500 S |
| $f_{ck,cube}$ [N/mm ²] | 40 | f_{yk} [N/mm ²] | 358,41 | f_{sk} [N/mm ²] | 500 |
| f_{cd} [N/mm ²] | 22,66 | f_{yd} [N/mm ²] | 311,66 | f_{sd} [N/mm ²] | 435 |
| E_{cm} [N/mm ²] | 35000 | E_a [N/mm ²] | 210000 | | |

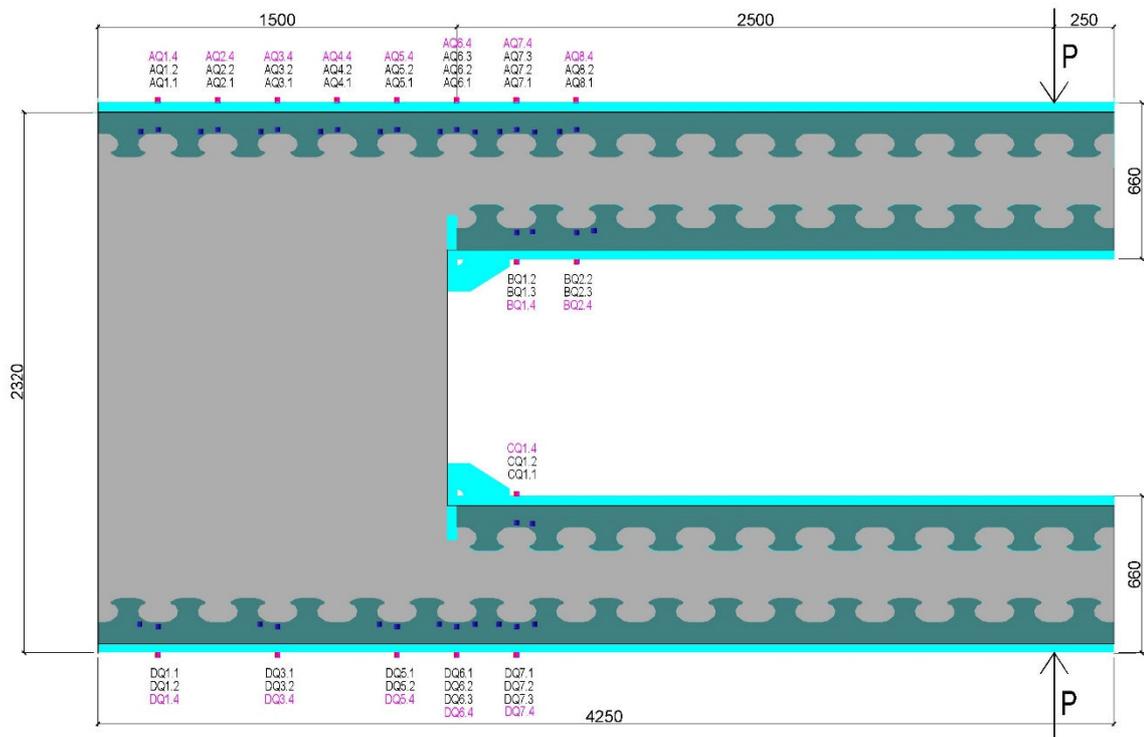
3.2.4 Messtechnik Measurement instrumentation

Wie bei den Einfeldträgerversuchen wurden Dehnungen und Verformungen mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen und Wegaufnehmern gemessen. Dazu wurde ein Messverstärker Autolog 3000 der Firma Peekel benutzt. Die Messwerte wurden kontinuierlich während der gesamten Versuchsdauer mit einer Frequenz von 1 Hz aufgezeichnet.

3.2.4.1 Dehnungsmessungen Measurement of strains

Die genaue Anordnung der Dehnungsmessstreifen an den Externen Bewehrungselementen kann Abbildung 3-80 entnommen werden. Diese wurden am Steg und am Flansch der Elemente so angeordnet, dass sowohl Dehnungen aufgrund von Biegung als auch aufgrund von Normalkräften im externen Bewehrungselement erfasst werden konnten. Die Anordnung der DMS im Bereich des Dübelgrundes entsprach exakt der Anordnung wie sie auch bei den Einfeldträgerversuchen gewählt wurde (siehe Abbildung 3-9).

Um die lokale Schubübertragung zwischen dem Externen Bewehrungselement und dem Betonkörper im Bereich der Verankerung der äußeren Externen Bewehrung zu erfassen, wurde an jedem Dübel an der rechten Seite des Dübelgrundes die Dehnung gemessen. An der linken Seite des Dübelgrundes wurde nur an Dübeln im Bereich des Kragarmendes gemessen. Des Weiteren wurden die Dehnungen an den Bügelbewehrungen aufgezeichnet.



**Abbildung 3-80: Dehnungsmessstreifen bei Versuchskörper RE
Plan of strain gauges (RE)**

Tabelle 3-24: Bezeichnung der DMS bei Versuch RE
Name of the stress gauges of RE

| Position | Recher Verankerungsbereich | | | | | |
|------------|----------------------------|--------------|-------------|--------------|---------------|--------------|
| | Dübel 1 | Dübel 2 | Dübel 3 | Dübel 4 | Dübel 5 | Dübel 6 |
| 24° Links | AQ11 | AQ21 | AQ31 | AQ41 | AQ51 | AQ61 |
| Mitte | AQ12 | AQ22 | AQ32 | AQ42 | AQ52 | AQ62 |
| 24° Rechts | | | | | | AQ63 |
| Aussen | AQ14 | AQ24 | AQ34 | AQ44 | AQ54 | AQ64 |
| Position | Linker Verankerungsbereich | | | | | |
| | Dübel 1 | Dübel 2 | Dübel 3 | Dübel 4 | Dübel 5 | Dübel 6 |
| 24° links | DQ11 | | DQ31 | | | DQ61 |
| Mitte | DQ12 | | DQ32 | | | DQ62 |
| 24° Rechts | | | | | | DQ63 |
| Aussen | DQ14 | | DQ34 | | | DQ64 |
| Position | Kragarmbereich | | | | | |
| | Dübel 7 | | | Dübel 8 | | |
| | Rechts Aussen | Rechts Innen | Links Innen | Links Aussen | Rechts Aussen | Rechts Innen |
| 24° Links | AQ71 | | | DQ71 | AQ81 | |
| Mitte | AQ72 | BQ12 | CQ12 | DQ72 | AQ82 | BQ22 |
| 24° Rechts | AQ73 | BQ13 | CQ13 | DQ73 | | BQ23 |
| Aussen | AQ74 | BQ14 | CQ14 | DQ74 | AQ84 | BQ24 |

3.2.4.2 Verformungsmessungen

Measurement of deformation

Wegaufnehmer wurden eingesetzt, um die Durchbiegung der beiden Kragarme zu messen, aber auch zur Messung des Längsschlupfes und der vertikal zum Externen Bewehrungselement auftretenden Relativverschiebung zwischen Stahlteil und Betonkörper. Die Anordnung der Wegaufnehmer ist in Abbildung 3-81 dargestellt. Zwei Wegaufnehmer wurden direkt bei der Lasteinleitung angebracht, um die Verformung der Kragarme zu messen (WL1 und WR1). Im Verankerungsbereich der äußeren Externen Bewehrung wurde an drei Stellen jeweils oben und unten die vertikal zum Externen Bewehrungselement auftretende Relativverschiebung zwischen Stahlteil und Betonkörper gemessen. Zusätzlich wurde ebenfalls an drei Stellen der horizontale Schlupf aufgenommen.

Aufgrund der durch die Kragarme in die Betonscheibe eingeleiteten Biegung wurde der hintere Teil des Betonkörpers auf Zug beansprucht und es wurde vermutet, dass auf Grund der Eigenbiegesteifigkeit der Externen Bewehrung diese aus dem Betonkörper herausgedreht werden könnte. Die Dübel der Externen Bewehrung übertrugen damit nicht nur Längsschub, sondern stellten auch die Zugverankerung in den Betonkörpern sicher. Zusätzlich war mit Zugrissen im hinteren Teil des Betonkörpers zu rechnen. Um das Verhalten der Dübel im Bereich der Verankerung besser zu verstehen, wurde daher zum einen der horizontale Schlupf und die vertikale Relativverformung zwischen Externem Bewehrungselement und Betonkörper gemessen. Mit zusätzlichen Wegaufnehmern wurde zum anderen das verschmierte Rissbild im Beton aufgenommen. Wie in Abbildung 3-82 ersichtlich ist, wurde mit den unteren Wegaufnehmern die Relativverformung zwischen Beton und Stahlteil erfasst. Die oberen, an einem Stahlrahmen befestigten Wegaufnehmer dienten zur Messung der Verformung aus dem Rissbild des Betonkörpers bis zu seiner Symmetrieachse und der Relativverformung zwischen Stahlteil und Beton. Aus der Differenz dieser Messungen kann auf die Rissbildung im Beton geschlossen werden.

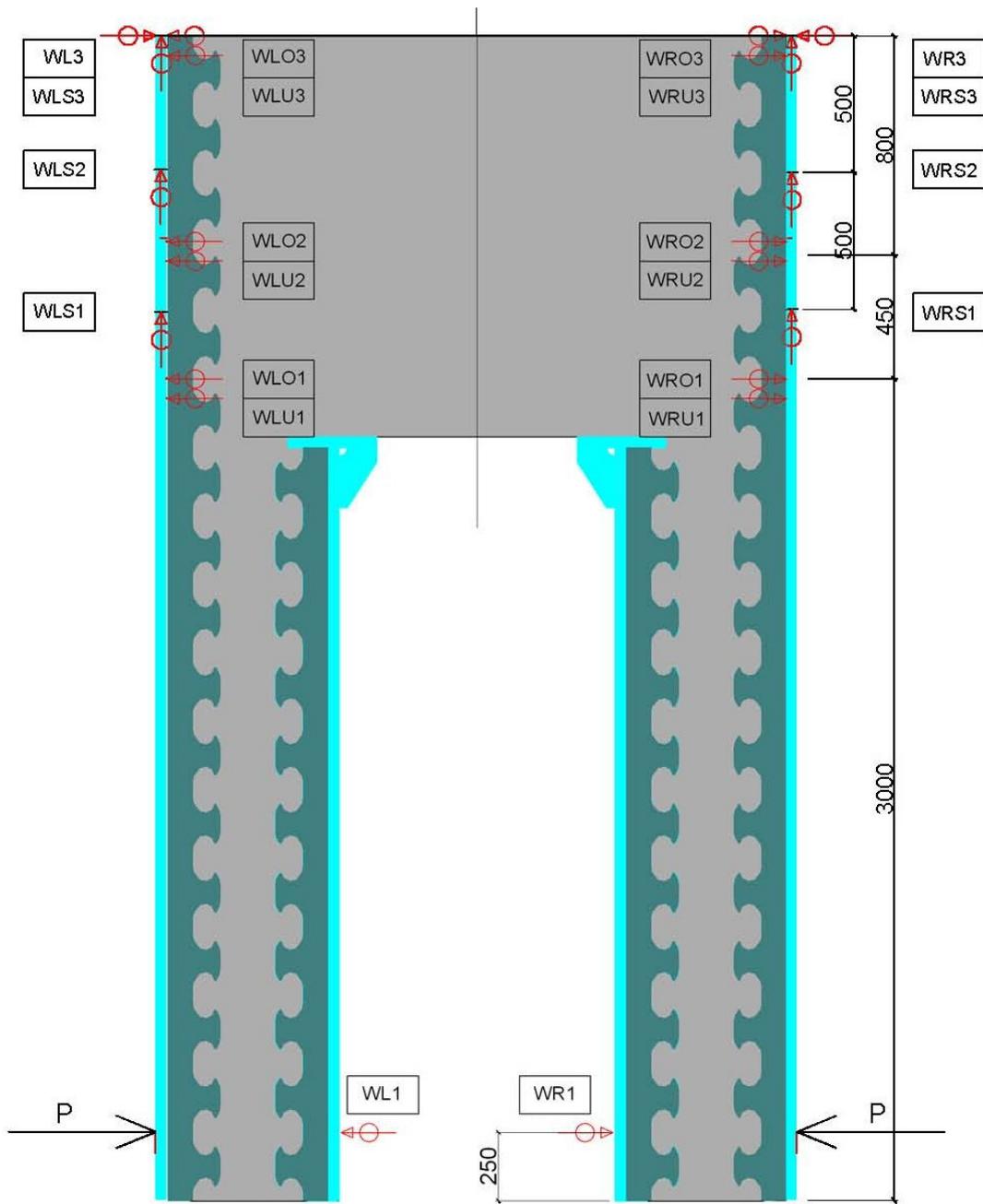


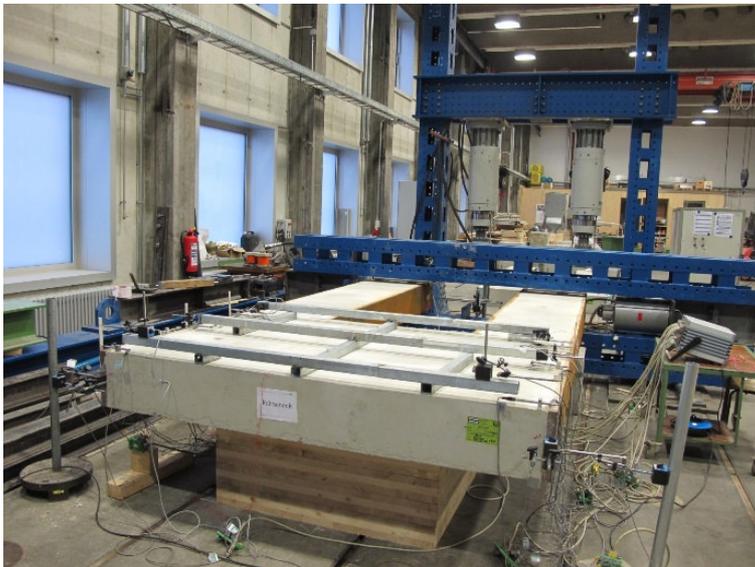
Abbildung 3-81: Übersicht über die Wegaufnehmer bei Versuch (RE)
Overview of LVDTs for experiment (RE)



**Abbildung 3-82: Anordnung der Wegaufnehmer zur Messung vertikaler Relativverformungen
setup of LVDTs for vertical slips and cracks (RE)**

3.2.5 Versuchsdurchführung und –auswertung Test procedure and evaluation

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3-83 dargestellt. Dabei wurden die Versuchskörper flach auf Kanthölzern gelagert. Die symmetrische Last wurde mit einer Geschwindigkeit von 2 kN/s mittels eines hydraulischen Zylinders (Typ Lukas mit 2000 kN Maximallast) und eines in seiner Längsrichtung verschieblich gelagerten Stahlrahmens in die Kragarme eingeleitet. Um den Einfluss von Reibungskräften aus Eigengewicht zu minimieren, wurden die Probekörper an insgesamt drei Stellen auf Teflonplatten gelagert.



**Abbildung 3-83: Versuchsaufbau der Rahmenversuche
test setup of the frame structure**

Zwei Rahmenecken wurden getestet und das Tragverhalten der externen Bewehrung in den beiden Probekörpern wurde verglichen. Die Lasteinleitung und Verteilung der Beanspruchungen in der Rahmenstruktur wurden untersucht.

3.2.6 Versuchsergebnisse Test results

3.2.6.1 Versagensmodi Modes of failure

Im Projekt wurden zwei gabelförmige Versuchskörper zur Simulation der Einspannung von Brückenträgern in Widerlagern getestet. Dabei wurden die Versuchskörper an den Kragarmenden mit entgegengesetzt gleichen Einzellasten belastet und auf die Spannungsverteilung in den Bauteilen geschlossen. Die Versuchskörper unterschieden sich durch die Länge der Widerlagerwand und damit auch durch die Einspannlänge des externen Bewehrungselements in diese. Bei den Versuchen zeigte sich ein grosser Einfluss der Einspannlänge: beim Versuchskörper RE mit kurzer Einspannlänge wurde eine maximale Einzellast am Kragarmende von 558 kN erreicht, während beim Versuchskörper WL mit langer Einspannlänge eine maximale Last von 1064 kN aufgebracht werden konnte. Beide Versuche versagten im Bereich der Widerlagerwand. Mit ansteigender Last wurden die äußeren Externen Bewehrungselemente zunehmend aus dem Betonkörper der Widerlagerwand herausgedreht. Das äußere Biegemoment verursachte dabei, in Abhängigkeit der Eigensteifigkeit der Externen Bewehrung und der Steifigkeit der Verankerung der externen Bewehrung, im Betonkörper Zugkräfte zwischen den Betondübeln und der Widerlagerwand. Diese führten bei beiden Versuchskörpern aufgrund von Querkzug zu einer Längsspaltung der Wand und letztendlich zu einem Versagen des Verbundes zwischen Dübel und Wand, welches sich in einem Längsriss auf Höhe der Unterkante der Dübel der Externen Bewehrungselemente einstellte. Das Versagen ähnelte damit dem an den Enden der Externen Bewehrungselemente beobachteten Versagen bei den statischen Einfeldträgerversuchen (vgl. Kapitel 3.1).



**Abbildung 3-84: (li.) Versagen bei Versuch RE
(le.) failure of RE test**

**Abbildung 3-85: (re.) Versagen bei Versuch WL
(ri.) failure of WL test**

Zusätzlich trat im Übergangsbereich zwischen Kragarm und Widerlagerwand ein Schubversagen des Betonteils auf.

Beim Prüfkörper RE traten im auf Zug beanspruchten hinteren Teil der Widerlagerwand bei einem Lastniveau von 250 kN erste Risse auf. Mit weiter ansteigender Last vergrößerten sich

diese und neue Risse, auch im Übergangsbereich zwischen Kragarm und Widerlagerwand, kamen hinzu. Bis zu einem Lastniveau von 350 kN kann davon ausgegangen werden, dass der planmäßige Lastabtrag funktionierte und Zug-, bzw. Längsschubkräfte durch die Verdübelung in das externe Bewehrungselement eingeleitet werden konnten. Mit zunehmender Last vergrößerte sich aber auch das Verträglichkeitsproblem zwischen den Komponenten „Kragarm und Widerlagerwand“ und „äußeres Externes Bewehrungselement“ und verursachte den bereits beschriebenen Pull-Out-Effekt. Wie aus Abbildung 3-89 entnommen werden kann, führten die aus dem Verträglichkeitsproblem resultierenden Zugkräfte zwischen Widerlagerwand und Externer Bewehrung bei einem Lastniveau von 350 kN zur Ausbildung eines horizontalen Risses entlang der Externen Bewehrung, der zuerst am Ende der Widerlagerwand im Bereich des letzten Dübels auftrat. Mit zunehmender Last entwickelte sich der Riss weiter. Bei Erreichen der im Versuch maximal erreichten Last von 558 kN brach im Bereich der letzten zwei Dübel der Beton stückweise heraus. Der horizontale Riss selbst hatte sich bereits über die ganze Widerlagerwand ausgebildet. Dies führte dazu, dass die Dübel der Externen Bewehrung teilweise gar keine Längsschubkräfte mehr übertragen konnten, bzw. dies nur noch eingeschränkt und verbunden mit großem Schlupf. Die Nachgiebigkeit der Verbundfuge trug auf diesem Lastniveau auch wesentlich zu größeren Schubrissen im Bereich des Übergangs von Kragarm zu Widerlagerwand bei, da durch die Rissöffnung der Schubrisse die Relativverschiebungen von Externer Bewehrung und Widerlagerwand kompensiert werden konnten.

Der Pull-Out-Effekt und die damit verbundene Rissbildung im Beton führten dazu, dass sich die hinteren Dübel nicht mehr am Abtrag der Längsschubkräfte in das externe Bewehrungselement beteiligen konnten. Die Rissbildung im Beton in Kombination mit den Zugkräften aus dem Pull-Out-Effekt resultierten im Bereich des Übergangs Kragarm-Widerlager in einer großen Nachgiebigkeit der Verdübelung, die wiederum dazu führte, dass nur noch verhältnismäßig kleine Kräfte übertragen wurden.

Ein weiterer wichtiger Aspekt dieses Tragverhaltens ist die Erkenntnis, dass der Pull-Out-Effekt und die daraus resultierenden Nachgiebigkeiten dazu führen, dass die Annahme von starrem Verbund vom jeweiligen Lastniveau abhängig ist: Bei einem niedrigen Lastniveau kann von dieser Annahme ausgegangen werden, so dass Schnittgrößen und Spannungen sich verhältnismäßig einfach bestimmen lassen. Auf einem höheren Lastniveau ist dies nicht mehr möglich. In diesem Fall müssen Nachgiebigkeiten berücksichtigt werden, was die Berechnung der Spannungen und Teilschnittgrößen deutlich verkompliziert und insbesondere bei Ermüdungsnachweisen vermieden werden sollte.

Beim Versuch WL, bei dem eine größere Widerlagerwand und eine größere Verankerungslänge der externen Bewehrung in die Widerlagerwand getestet wurde, traten, auf einem deutlich höheren Lastniveau, die gleichen Effekte auf.

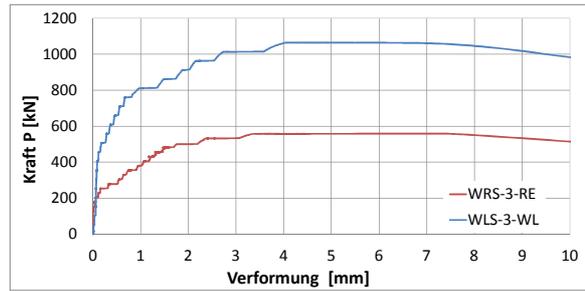
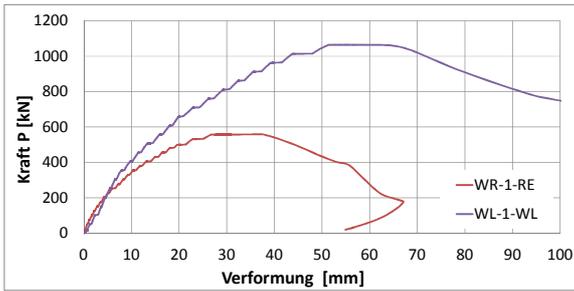


Abbildung 3-86: (li.) kurzes Widerlager $l=1,5$ m
(le.) short abutment wall $l=1,5$ m

Abbildung 3-87: (re.) langes Widerlager $l=2,5$ m
(ri.) long abutment wall $l=2,5$ m

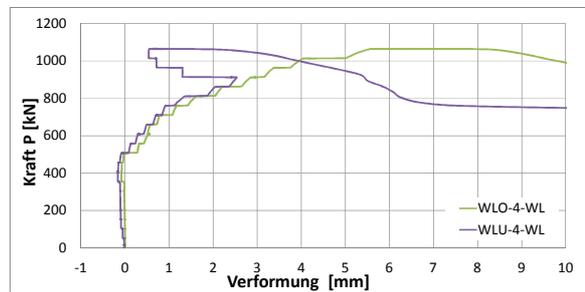
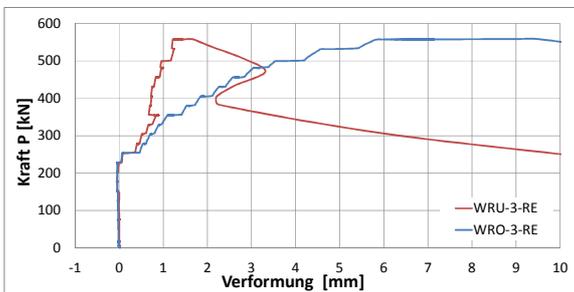
3.2.6.2 Verformungen Deformation

Bei den Versuchen RE wirkte sich die kurze Verankerungslänge aufgrund des Pull-Out-Effekts negativ auf die Verformungsfähigkeit des Kragarms aus (rote Linie in Abbildung 3-88). Die maximale Last trat dort bei einer Durchbiegung von 31 mm auf. Beim Versuch WL wirkte sich die längere Verankerung der externen Bewehrung in die Widerlagerwand hingegen sehr positiv aus. Die größere Verankerungslänge führte hier zu wesentlich kleineren Zugkräften senkrecht zum externen Bewehrungselement und trug dazu bei, dass der Pull-Out-Effekt erst bei einem wesentlich höheren Lastniveau zum Versagen der Verdübelung führte.



**Abbildung 3-88: (li.) Verformungen am Kragarmende
(le.) deformation at the end of cantilever beam**

**Abbildung 3-89: (re.) Horizontaler Schlupf am Ende der Widerlagerwand
(ri.) horizontal slips at the end of the external reinforcement**



**Abbildung 3-90: (li.) Vertikaler Schlupf am Ende der Widerlagerwand (RE)
(le.) vertical slips at the end of external reinforcement in the abutment part (RE)**

**Abbildung 3-91: (re.) Vertikaler Schlupf am Ende der Widerlagerwand (WL)
(ri.) vertical slips at the end of external reinforcement in the abutment part (WL)**

In beiden Versuchen trat der gleiche Versagenstyp durch ein Herausziehen der externen Bewehrung am hinteren Ende der Widerlagerwand und eine damit einhergehende Schubrißbildung im Übergangsbereich von Kragarm und Widerlagerwand auf. Die Diagramme Abbildung 3-88 bis Abbildung 3-91 bestätigen den Eindruck, dass in beiden Fällen grundsätzlich das gleiche mechanische Verhalten vorlag, welches maßgeblich durch den Pull-Out-Effekt geprägt ist. Dieser tritt, wie später erläutert wird, zunächst nicht zwingend am Ende des externen Bewehrungselementes auf, sondern zunächst „kurz“ hinter der Einspannung. Erst nachdem dort ein Herausziehen der Dübel (um wenige Zehntelmillimeter) auftritt, lagern sich die Auszugskräfte zum Ende der Dübelleiste hin um und verursachen dann ein Herausdrehen der Leiste aus dem Betonkörper.

Nach dem Auftreten des ersten Zugrisses am Widerlagerende nimmt die Längsschubsteifigkeit der Verbindung zwischen externer Bewehrung und Betonkörper stark ab (vgl. Abbildung 3-89). Dies kann dadurch erklärt werden, dass die Externe Bewehrung sich leicht vertikal von der sie umgebenden Betonmatrix löst, wodurch auch eine horizontale Nachgiebigkeit entsteht. Ab diesem Lastniveau kann für eine Berechnung der Schnittgrößen in der externen Bewehrung nicht mehr von starrem Verbund ausgegangen werden.

Das „Herausdrehen“ der externen Bewehrung aus der Widerlagerwand kann ab einer vertikalen Verformung von ca. 4 mm bei beiden Versuchen als abgeschlossen angesehen werden. Obwohl bei dieser großen Verformung die hinteren Dübel keinen nennenswerten Beitrag zur Lasteinleitung mehr leisten, fällt die aufnehmbare Last nicht oder nur gering ab (vgl. Abbildung 3-88 und Abbildung 3-89). Das bedeutet, dass im System Beanspruchungen auf alternative Lastpfade umgeleitet werden. Die Lasten werden also im vorderen Bereich der Widerlagerwand durch die dort vorhandenen Dübel eingeleitet, wobei auch hier großer horizontaler Schlupf auftritt. Diese Umlagerung ist nur mit einem Anstieg der Schubbeanspruchung des Betons im Bereich Übergangsbereich zwischen Kragarm und Widerlagerwand möglich, so dass sich hier große Schubrisse öffnen.

Die Entwicklung des vertikalen Schlupfs und der Risse am Ende der externen Bewehrung in Test RE sind in Abbildung 3-90 dargestellt. Die rote Kurve "WRU-3-RE" zeigte den vertikalen Schlupf zwischen der externen Bewehrung und dem umgebenden Beton. Die grüne Kurve "WRO-3-RE" zeigte die relative Verschiebung zwischen der externen Bewehrung und der Symmetrielinie des gabelförmigen Versuchskörpers. Die Entwicklung des Schlupfs kann in drei Bereiche unterteilt werden. Der erste Bereich liegt zwischen 0-250 kN. Die beiden Kurven fallen zusammen und es treten nur minimal kleine Verformungen auf. Dies bedeutet, dass in dieser Phase im Beton keine oder nur eine minimale Rissbildung stattfindet und daher ebenfalls kein vertikaler Schlupf auftritt. Der zweite Bereich tritt zwischen 250-350 kN auf. Der vertikale Schlupf aufgrund des Pull-Out-Effekts wächst langsam an. In dieser Phase erfolgt also die Rissbildung im Beton der Widerlager. Eine Übertragung von Zugkräften zwischen den Dübeln und dem Betonkörper ist aufgrund der umschnürenden Wirkung der Bügelbewehrung im Bereich der externen Bewehrung jedoch noch möglich. Die Rissbildung aufgrund des Pull-Out-Effekts im Beton beeinflusst in dieser Phase jedoch die Längssteifigkeit der Verbindung Externe Bewehrung-Betonkörper. Hier ist ein deutlicher Steifigkeitsabfall zu beobachten (vgl. Abbildung 3-90).

Der dritte und letzte Bereich liegt bei Versuch RE zwischen 350-558 kN. In dieser Phase tritt am Ende des Widerlagers aufgrund des Pull-Out-Effekts ein Versagen der Verbundfuge durch die Ausbildung eines horizontalen Risses am unteren Rand der externen Bewehrung auf. Mit der weiteren Erhöhung der Last vergrößerte sich der Riss stark bis zu einem Herausbrechen von Betonblöcken am Ende der Widerlagerwand.

Das Tragverhalten der externen Bewehrung im Test WL entsprach exakt dem Verhalten bei dem Test RE. Auch hier zeigte sich, dass der Pull-Out-Effekt maßgeblich den Längsschubabtrag beeinflusst und letztendlich die Tragfähigkeit der Konstruktion dominiert.

3.2.6.3 Spannungsverteilung Stresses distribution

Aufgrund des Biegemomentes und der Schubspannung, die durch den Kragarm aufgebracht wurde, konnte das externe Bewehrungselement im Verankerungsbereich durch eine große Längsschubspannung belastet werden. Zur Veranschaulichung des Tragverhaltens im Verankerungsbereich wird die Spannungsverteilung an der äußeren Oberfläche des externen Bewehrungselementes in Abbildung 3-92 bis Abbildung 3-95 dargestellt. Dehnmessstreifen wurden sowohl auf die Stahldübel, als auch auf die dazugehörigen Flansche geklebt. Für die beiden Seiten der Rahmenstruktur zeigen die Diagramme einen sehr deutlichen Zusammenhang der abgeleiteten Spannungen mit der aufgetragenen Belastung.

Die beiden Abbildungen zeigen die Spannungsentwicklung an der Außenfläche des Flansches für verschiedene Lastniveaus im RE-Test. Der Dübel 6 (AQ6 und DQ6) lag im Übergangsbereich vom Querschnitt des Kragarms zum Widerlager, was den Beginn der Verankerungslänge darstellt. Dieser Querschnitt hatte das maximale Biegemoment und die maximale Querkraft aufzunehmen. Von Dübel 6 zum Dübel 1 (AQ1 und DQ1), welcher der letzte Dübel im Verankerungsbereich des externen Bewehrungselementes war, nahm die Spannung stetig ab. Diese Spannungen resultierten aus der Interaktion von Biegemoment und Normalspannung im externen Bewehrungselement, die auf die Lastübertragung im Verankerungsbereich zurückzuführen ist.

Am Dübel 1 trat zusätzlich ein lokaler Effekt auf. Mit Erreichen der Belastung 300 kN verformte sich der letzte Dübel 1 in horizontaler Richtung, da aufgrund ungenügender Hinterfüllung im Trägerbereich die horizontale Schubkomponente nicht aufgenommen werden konnte. Als Folge dessen wurde der Dübel „herausgedreht“. Die Spannungen am Flansch des externen Bewehrungselementes am Dübel 1 wechselten dadurch von dem Zug- in den Druckbereich.

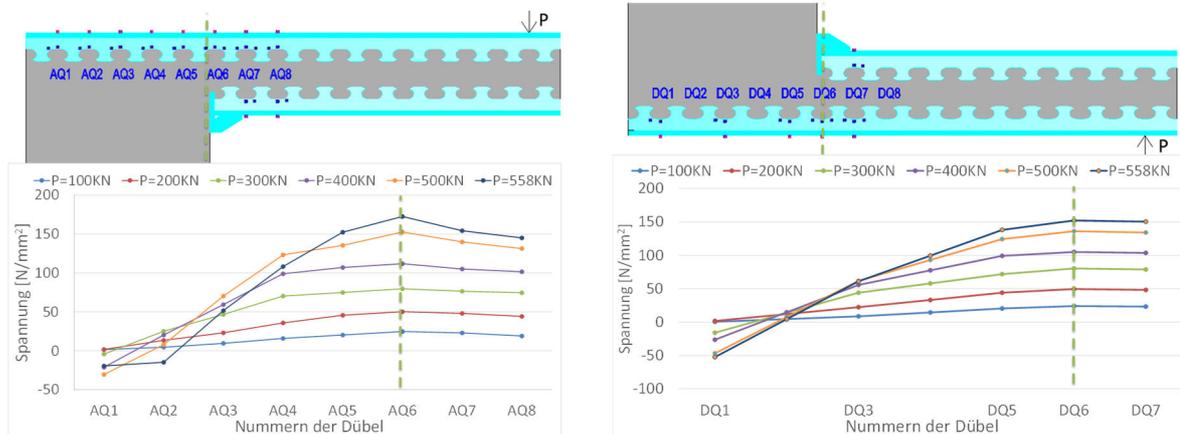


Abbildung 3-92: (li.) Spannungsverteilung an der äußeren Oberfläche im Verankerungsbereich (RE rechts)

(le.) Stress distribution on the outside surface of anchorage area (RE right)

Abbildung 3-93: (re.) Spannungsverteilung an der äußeren Oberfläche im Verankerungsbereich (RE links)

(ri.) Stress distribution on the outside surface of anchorage area (RE left)

Der WL Versuchskörper hatte 10 Verbunddübel im Verankerungsbereich, wobei Dübel 10 (AQ10 und DQ10) im Bereich des Anschlusses zum Querschnitt positioniert war. Abbildung 3-94 und Abbildung 3-95 zeigen für die Spannungsverteilung die jeweils gleiche Tendenz. Verglichen mit dem RE-Test, zeigt die Spannungsabminderung entlang der Dübel eins bis zehn zwei markante Bereiche. Von Dübel zehn zu Dübel sieben war die Spannungsabminderung gering, aber von Dübel sieben zu Dübel eins stieg der Spannungszuwachs deutlich an. Die Tendenz zu diesem Verhalten kann auch in den Ergebnissen zum RE-Test festgestellt werden, jedoch nicht so deutlich wie an den Ergebnissen des WL-Tests. Mit der Verlängerung des Verankerungsbereichs um 1 m im WL-Test konnten die Spannungen im hinteren Bereich des Widerlagers reduziert werden. Die maximale Traglast der Struktur konnte durch eine Verlängerung der Verankerungslänge jedoch erhöht werden.

Vergleicht man die in beiden Versuchskörpern aufgetretenen Spannungen bei gleicher Belastung P, so weisen die DMS am Beginn des Widerlagers die gleiche Spannung auf. Der Vergleich der identischen Messstellen im Versuchskörper RE (s. Abbildung 3-92) (AQ6, AQ5 und AQ4) mit den Messstellen (AQ10, AQ09, AQ08 und AQ07) im Versuchskörper WL bestätigte das. Dies geht umso deutlicher aus der Abbildung 3-96 und der Abbildung 3-97 hervor.

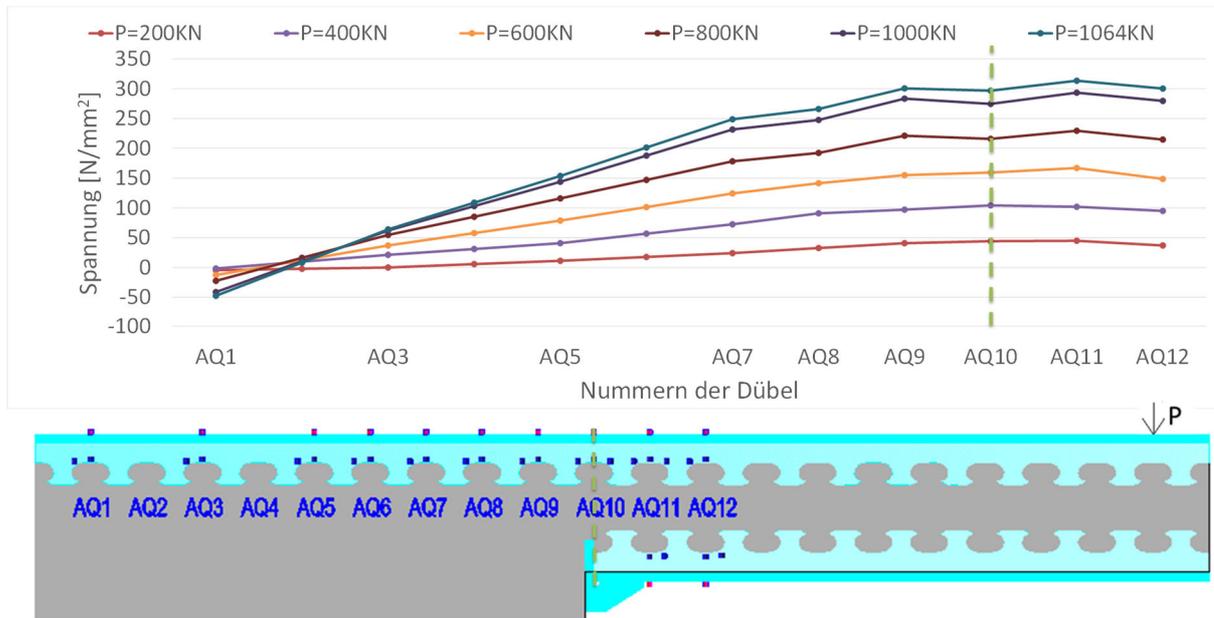


Abbildung 3-94: Spannungsverteilung der Oberfläche im Verankerungsbereich (WL rechts)
Stress distribution on the outside surface of anchorage area (WL right)

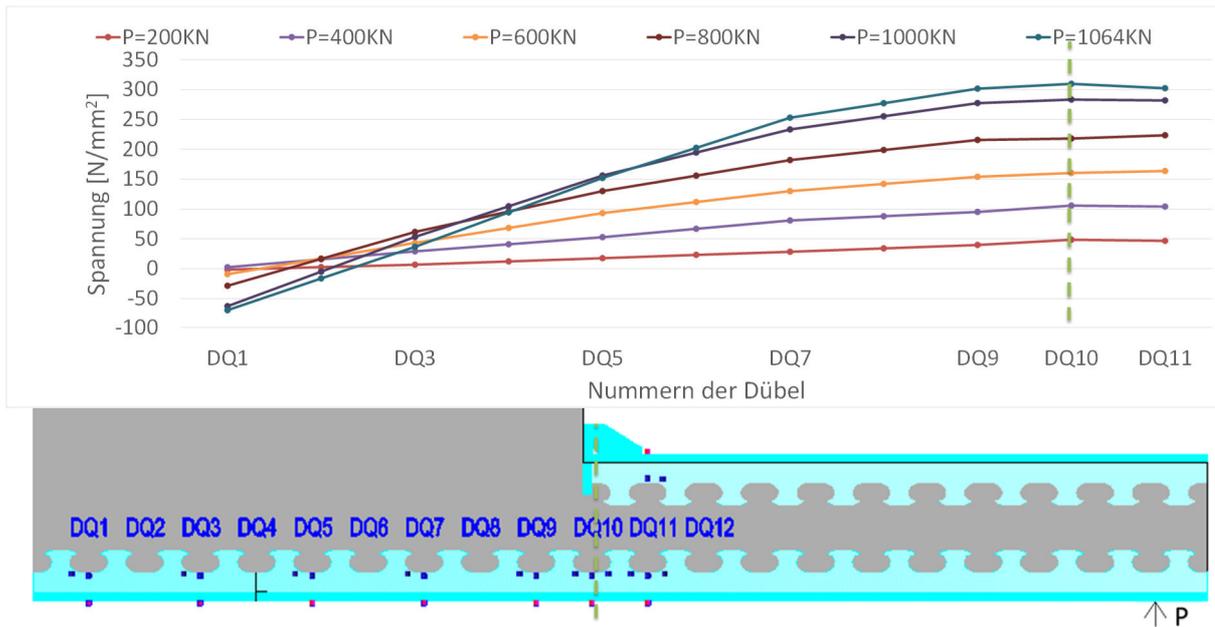


Abbildung 3-95: Spannungsverteilung der Oberfläche im Verankerungsbereich (WL links)
Stress distribution on the outside surface of anchorage area (WL left)

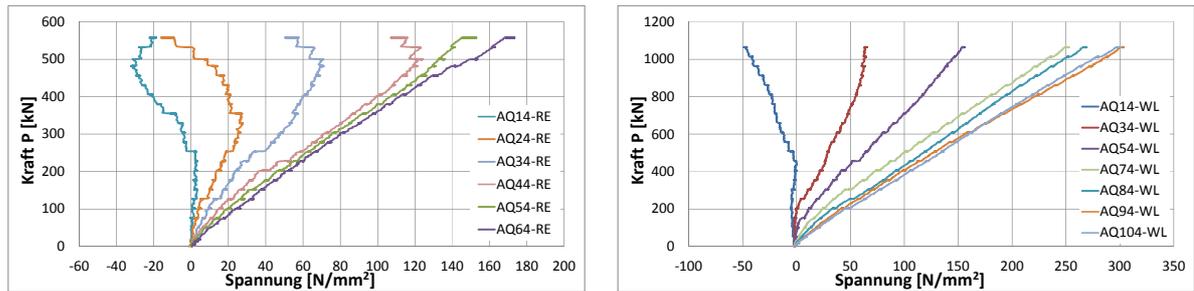


Abbildung 3-96: (li.) Vergleich der Spannungen an der äußeren Oberfläche im Verankerungsbereich (RE rechts)

(le.) Comparison of Stresses on the outside surface of anchorage area (RE right)

Abbildung 3-97: (re.) Vergleich der Spannungen der äußeren Oberfläche im Verankerungsbereich (WL rechts)

(ri.) Comparison of Stresses on the outside surface of anchorage area (WL right)

Um das Tragverhalten der Stahldübel im Verankerungsbereich zeigen zu können, wurden die gemessenen Spannungen an den vier Dübeln (DQ1, DQ5, DQ7 und DQ10) am linken Bereich der WL-Versuchskörper ausgewählt. Die Lage der vier ausgewählten Dübel zeigt Abbildung 3-95. Jeder der Dübel war mit drei beziehungsweise vier Dehnmessstreifen instrumentalisiert, um die Spannungsentwicklung über die Versuchsdauer messen zu können. Die Nomenklatur zu den einzelnen Dehnmessstreifen kann Abbildung 3-98 entnommen werden. DQx1-WI und DQx3-WL waren die Dehnmessstreifen an der Kante zu den Dübeln an der Position 24° sowohl links als auch rechts davon. DQx2-WL war der Dehnmessstreifen am Steg im Bereich des Dübelgrundes und DQx4-WL war der dazugehörige Dehnmessstreifen am Flansch.

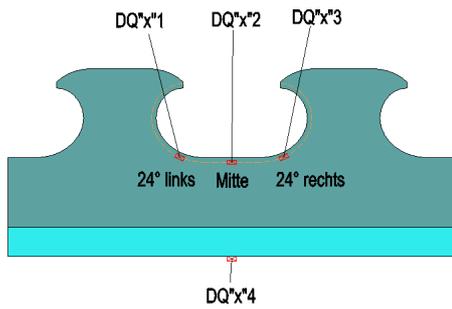


Abbildung 3-98: Namen der Dehnmessstreifen auf Stahldübel
Name of the strain gauges on steel dowel

Abbildung 3-99 bis Abbildung 3-102 zeigt die Spannungen im Dübel 1, Dübel 5, Dübel 7 und Dübel 10. Die Ergebnisse lassen darauf schließen, dass sich die Dübel, auf Grund der unterschiedlichen Lage im Verankerungsbereich im Versuch unterschiedlich verhielten. Vergleicht man die vier Diagramme, zeigt sich, dass die Ergebnisse am Dübel 10 durch das Biegemoment dominiert werden, wobei Dübel 1 und Dübel 5 durch die horizontale Schubkraft beeinflusst waren. Der Tragwirkung am Dübel 7 stellte sich durch die Interaktion von Biegemoment und Schubkraft ein. Auf dieser Basis lässt sich auch auf das Tragverhalten im Verankerungsbereich zurückschließen.

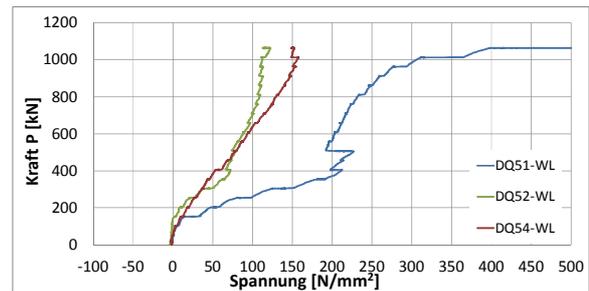
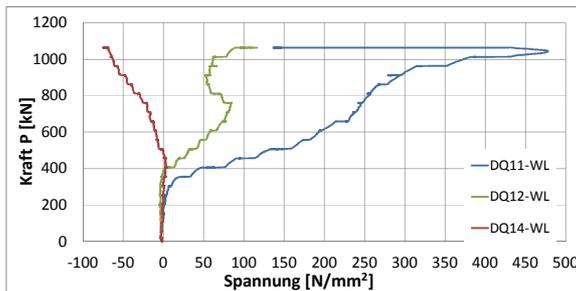


Abbildung 3-99: (li.) gemessene Spannung an Dübel 1 (WL links)
(le.) Measured stress in dowel 1 (WL left)

Abbildung 3-100: (re.) gemessene Spannungen an Dübel 5 (WL links)
(ri.) Measured stress in dowel 5 (WL left)

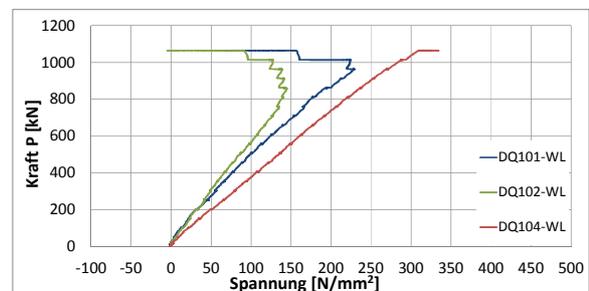
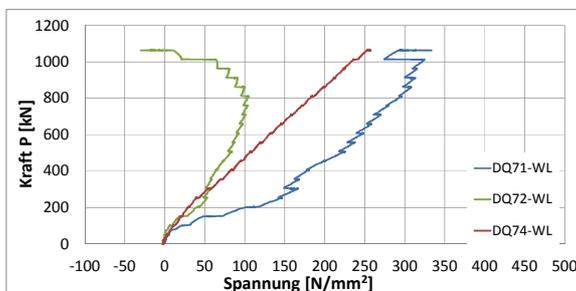
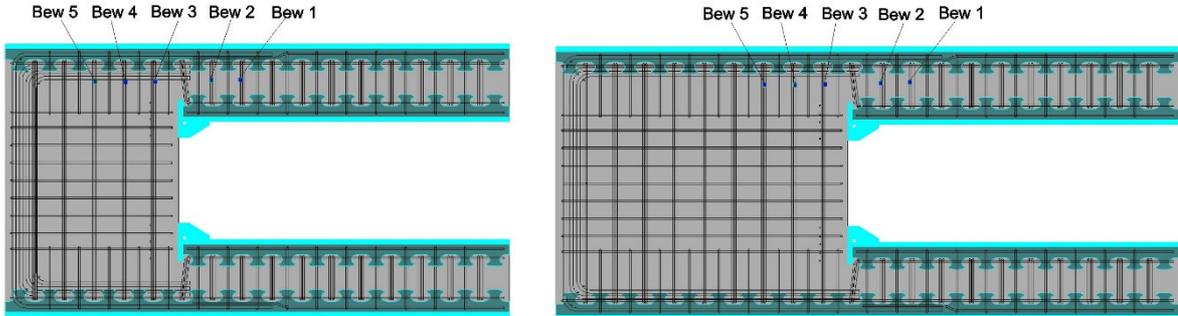


Abbildung 3-101: (li.) gemessene Spannungen an Dübel 7 (WL links)
(le.) Measured stress in dowel 7 (WL left)

Abbildung 3-102: (re.) gemessene Spannungen an Dübel 10 (WL links)
(ri.) Measured stress in dowel 10 (WL left)

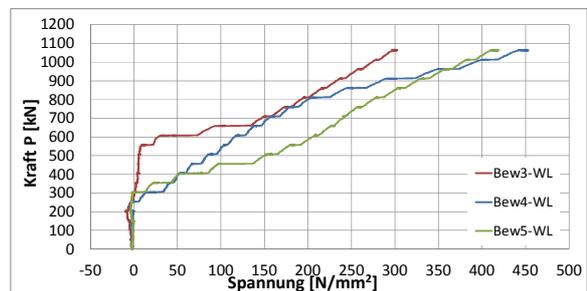
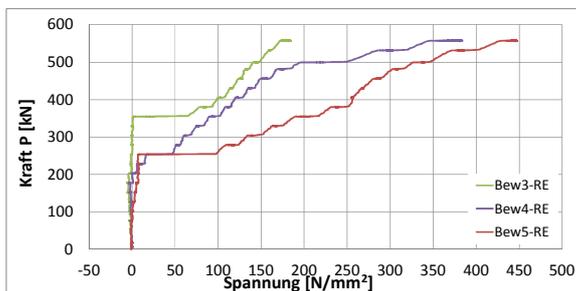
Dehnmessstreifen wurden ebenfalls an den vertikalen Bewehrungseisen appliziert, um auf die Lastübertragung zwischen konventioneller Bewehrung und externem Bewehrungselement sowie die Ausbildung des Schubfelds schließen zu können. Dabei war vor allem der Übergangsbereich vom Kragarm zum Widerlager von Interesse (s. Abbildung 3-103 und Abbildung 3-104).



**Abbildung 3-103: (li.) Lage der Dehnmessstreifen auf vertikaler Bewehrung (RE)
(le.) Positions of strain gauges on vertical reinforcement (RE)**

**Abbildung 3-104: (re.) Lage der Dehnmessstreifen auf vertikaler Bewehrung (WL)
(ri.) Positions of strain gauges on vertical reinforcement (WL)**

Solange im RE-Test die Last im Bereich von 0 - 250 kN lag, war der Beton rissfrei und die vertikalen Kräfte wurden durch den Beton und die Bewehrung gemeinsam aufgenommen. Die auftretenden Spannungen in der vertikalen Bewehrung waren daher sehr gering. Nach Erreichen eines Lastniveaus von 250 kN traten Risse im Beton auf, und die vertikale Bewehrung wurde aktiviert. Die Dehnungen in der Bewehrung bei DMS Bew4-RE und Bew5-RE (Abbildung 3-105) stiegen mit steigender Last an. Dieses Verhalten konnte bei Erreichen eines Lastniveaus von 350 kN ebenso in der Kurve BEW-3 beobachtet werden. Abbildung 3-106 zeigte das Verhalten im WL-Test. Der Bewehrungsgrad war in beiden Versuchskörpern RE und WL identisch, um ein gleiches Tragverhalten zu erzwingen. Nach Erreichen des Lastniveaus von 250 kN, stieg die Spannung in Bew4 und Bew5 an. Erst beim Erreichen von 550 kN stieg auch die Spannung in Bew3. Die resultierenden Kräfte in der konventionellen Bewehrung wurden berechnet und in Tabelle 3-25 and Tabelle 3-26 zusammengefasst.



**Abbildung 3-105: (li.) gemessene Spannung in vertikaler Bewehrung (RE)
(le.) measured stresses on vertical reinforcement (RE)**

**Abbildung 3-106: (re.) gemessene Spannung in vertikaler Bewehrung (WL)
(ri.) measured stresses on vertical reinforcement (WL)**

Tabelle 3-25: Spannungen und Kraft in der vertikalen Bewehrung (RE)
Stresses and forces in vertical reinforcement (RE)

| Last | Spannung | | | Kraft | | |
|------|----------------------|----------------------|----------------------|---------|---------|---------|
| | Bew3-RE | Bew4-RE | Bew5-RE | Bew3-RE | Bew4-RE | Bew5-RE |
| [KN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [KN] | [KN] | [KN] |
| 100 | -2,3 | -0,8 | 0,6 | -1,4 | -0,5 | 0,4 |
| 200 | -4,3 | 0,1 | 7,0 | -2,6 | 0,1 | 4,3 |
| 300 | -0,5 | 59,0 | 132,1 | -0,3 | 36,3 | 81,3 |
| 400 | 98,2 | 118,5 | 255,7 | 60,5 | 72,9 | 157,4 |
| 500 | 144,3 | 213,3 | 336,9 | 88,8 | 131,3 | 207,4 |
| 558 | 184,3 | 383,0 | 446,9 | 113,4 | 235,7 | 275,0 |

Tabelle 3-26: Spannungen und Kräfte in der vertikalen Bewehrung (WL)
Stresses and forces in vertical reinforcement (WL)

| Last | Spannung | | | Kraft | | |
|------|----------------------|----------------------|----------------------|---------|---------|---------|
| | Bew3-WL | Bew4-WL | Bew5-WL | Bew3-WL | Bew4-WL | Bew5-WL |
| [KN] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [KN] | [KN] | [KN] |
| 100 | -3,8 | -1,2 | -0,5 | -2,3 | -0,7 | -0,3 |
| 200 | -8,7 | -0,8 | -3,8 | -5,3 | -0,5 | -2,4 |
| 300 | 0,4 | 12,8 | -2,5 | 0,2 | 7,9 | -1,5 |
| 400 | 3,9 | 51,2 | 51,2 | 2,4 | 31,5 | 31,5 |
| 500 | 5,9 | 84,2 | 151,4 | 3,7 | 51,8 | 93,2 |
| 600 | 27,4 | 115,5 | 204,8 | 16,9 | 71,1 | 126,0 |
| 700 | 146,3 | 154,7 | 240,3 | 90,0 | 95,2 | 147,9 |
| 800 | 191,8 | 200,3 | 274,3 | 118,0 | 123,3 | 168,8 |
| 900 | 232,2 | 283,3 | 324,4 | 142,9 | 174,3 | 199,7 |
| 1000 | 273,5 | 391,8 | 377,1 | 168,3 | 241,1 | 232,1 |
| 1064 | 297,2 | 441,9 | 410,5 | 182,9 | 271,9 | 252,7 |

3.2.6.4 M-V-Interaktion im Verankerungsbereich
M-V interaction in abutment

Der Versuchskörper des Rahmens wurde an den Enden des Kragarms belastet und die Last wurde durch eine entsprechendes Biegemoment und Querkraft vom Ende des Kragarms zum Widerlager abgetragen. Wie in Abbildung 3-107 gezeigt, wird das Biegemoment M_{ge} des Verbundquerschnitts geschlossen abgetragen.

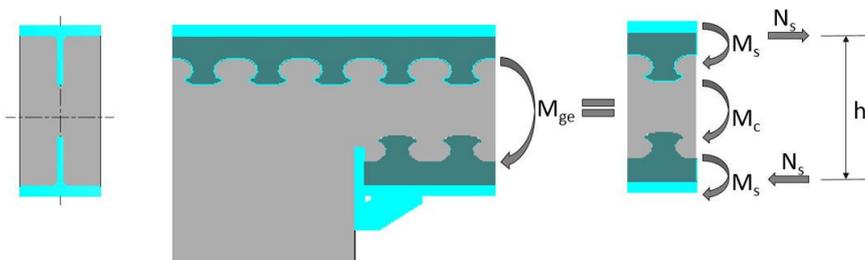


Abbildung 3-107: Aufteilung des Biegemomentes im Verbundquerschnitt
Distribution of bending moment in the composite cross section

Ebenso kann das externe Bewehrungselement getrennt vom Verbundquerschnitt betrachtet werden. Aufgrund seiner nicht vernachlässigbaren Eigenbiegesteifigkeit liegt am externen Bewehrungselement im Verankerungsbereich eine Interaktion des Biegemomentes M_s und der

Normalkraft N_s vor. Ausgehend von der Geometrie der Versuchskörper im RE- und WL-Test ergeben sich folgende Schnittgrößen:

$$M_{ge} = M_c + 2M_s + N_s \cdot h \quad (3-7)$$

das Biegemoment M_{ge} des Verbundquerschnitts ist

$$M_{ge} = 2,5 P \quad (3-8)$$

$$2M_s = 0,030M_{ge} \quad (3-9)$$

$$N_s \cdot h = 0,749M_{ge} \quad (3-10)$$

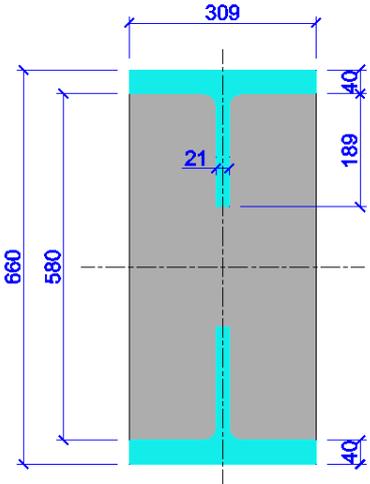
$$M_c = 0,221M_{ge} \quad (3-11)$$

Im gerissenen Zustand trägt auch die Biegetragfähigkeit der Stahlprofile zur Aufnahme des Biegemoments bei. Der Biegemomentenanteil, der von der oberen und unteren externen Bewehrung übernommen werden kann, errechnet sich wie folgt:

$$M = \frac{2M_s + M_c}{2} = 0,1255M_{ge} = 0,3138P \text{ kN.m} \quad (3-12)$$

Tabelle 3-27: Berechnung der Biegemomentverteilung des zusammengesetzten Querschnitts
Calculation of the bending moment distribution on the composite cross section

| T-Profil (Stahl) | | | |
|---|---------|-------------------|--|
| E_s | 210000 | N/mm ² | E-Modul, Stahl |
| A_s | 16339,5 | mm ² | Stahlfläche, T-Profil |
| Z_s | 47,9 | mm | Schwerachse des T-Profiles, gemessen von der Oberseite des Flansches |
| $I_{s1} = 5,32 \times 10^7 \text{ N/mm}^2$ $2 \cdot E_s \cdot I_{s1} = 2,23 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$ Beitrag zur Biegesteifigkeit infolge Eigenbiegesteifigkeit des T-Profiles, bezogen auf die Teilprofil-Schwerachsen | | | |
| $I_{s2} = 1,30 \times 10^9 \text{ mm}^4$ $2 \cdot E_s \cdot I_{s2} = 5,46 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2$ Beitrag der T-Profile zur Biegesteifigkeit infolge der Steineranteile (Schwerachsenversatz) | | | |
| Betonquerschnitt | | | |
| E_c | 32000 | N/mm ² | E-Modul Beton |
| A_c | 179220 | mm ² | Fläche des Beton-QS |
| $I_c = 1,61 \times 10^{14} \text{ mm}^4$ $E_c \cdot I_c = 5,46 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2$ Beitrag zur Biegesteifigkeit, Beton-Querschnitt | | | |
| Verbundquerschnitt | | | |
| E_s | 210000 | N/mm ² | E-Modul Stahl |
| Z_{ge} | 330 | mm | Schwerachse des Verbundquerschnitts, bezogen auf die Oberseite des Obergurts |
| Biegesteifigkeit des gesamten Verbundquerschnitts: $E_s \cdot I_{ge} = 2 \cdot E_s \cdot I_{s1} + 2 \cdot E_s \cdot I_{s2} + E_c \cdot I_c = 7,29 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2$ | | | |



$$M_{ge} = M_c + 2M_s + N_s \cdot h$$

↓

$$E_s I_{ge} = E_c I_c + 2E_s I_{s1} + 2E_s I_{s2}$$

$$\frac{M_c}{M_{ge}} = \frac{E_c I_c}{E_s I_{ge}} = 0,749$$

$$\frac{2M_s}{M_{ge}} = \frac{2 \cdot E_s I_{s1}}{E_s I_{ge}} = 0,030$$

$$\frac{N_s \cdot h}{M_{ge}} = \frac{2 \cdot E_s I_{s2}}{E_s I_{ge}} = 0,220$$

Zur Bestimmung der Schnittgrößen der externen Bewehrung waren zwei Dehnmessstreifen an der Außenkante des Flansches und im Inneren des Dübels angebracht worden. Ausgehend von den ermittelten Dehnungen der zwei Dehnmessstreifen konnte die Normalkraft und das Biegemoment, welches durch die Stahldübel aufgenommen wurde berechnet werden. Die Verteilung des gemessenen Biegemomentenverlaufes entlang des externen Bewehrungselementes wird in Abbildung 3-108 bis Abbildung 3-111 gezeigt.

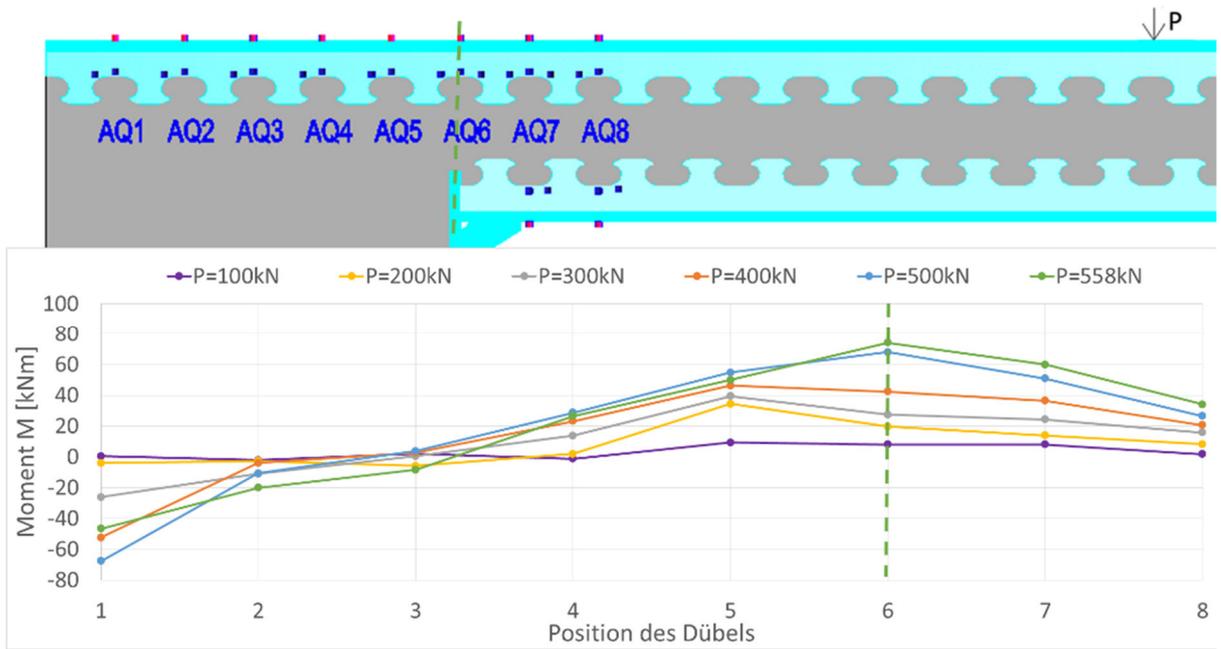


Abbildung 3-108: Verlauf des Biegemomentes entlang der Dübel (RE)
Distribution of bending moment along the dowels (RE)

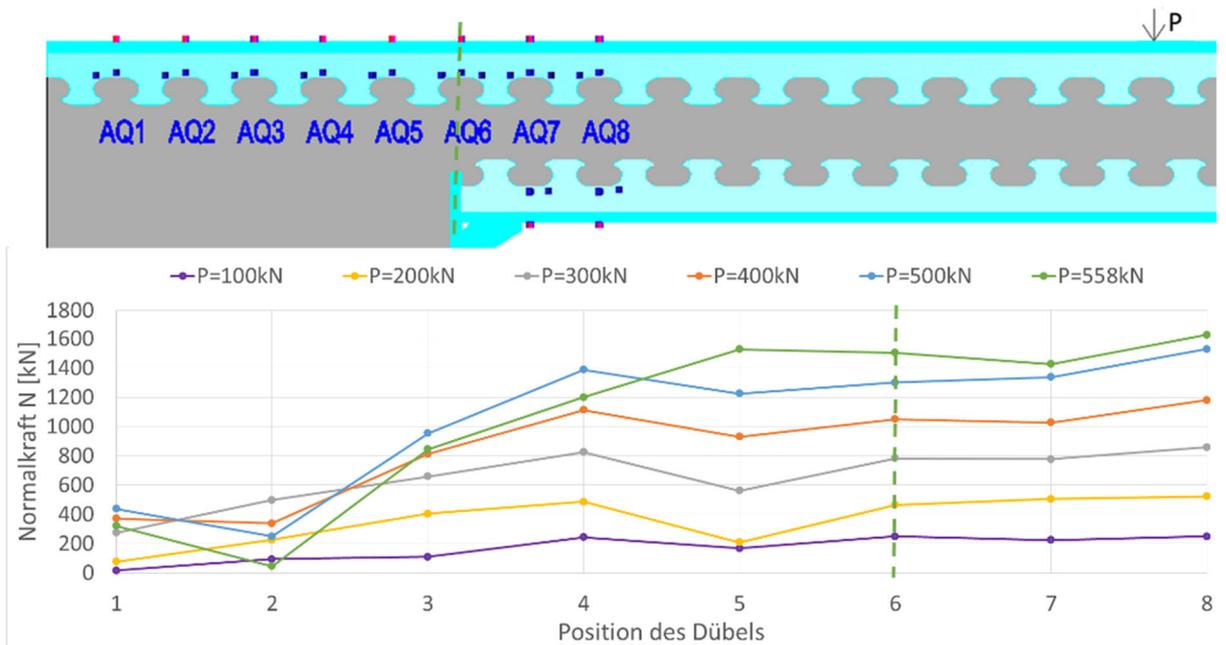


Abbildung 3-109: Verlauf der Normalkraft entlang der Dübel (RE)
Distribution of normal forces along the dowels (RE)

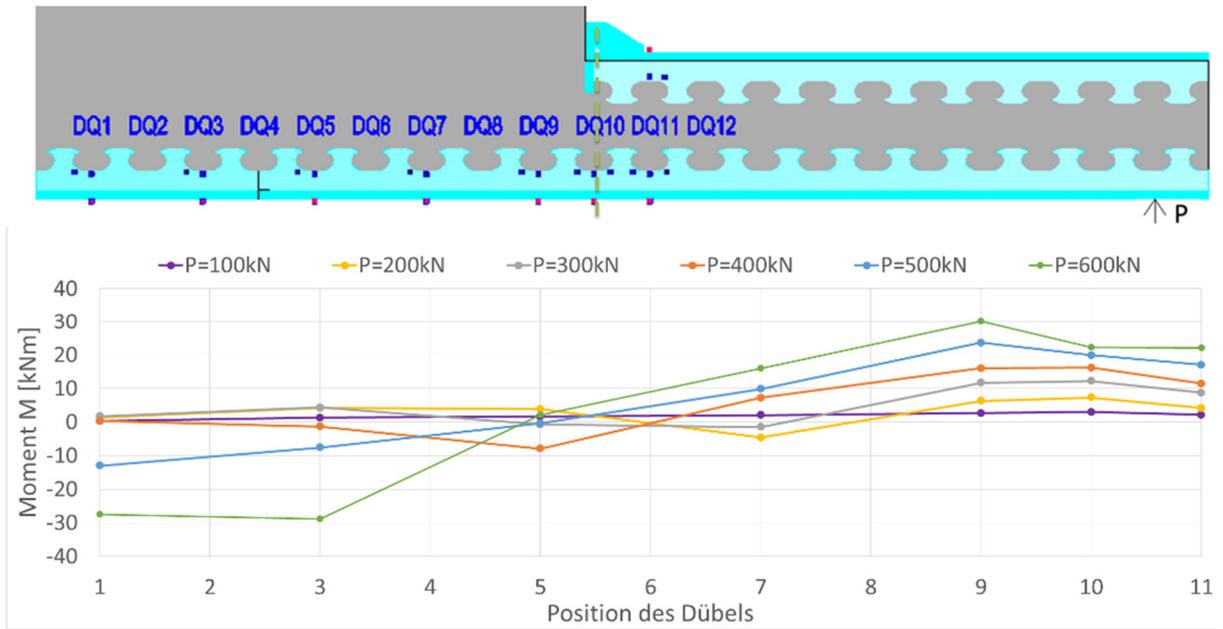


Abbildung 3-110: Verlauf des Biegemomentes entlang der Dübel (WL)
Distribution of bending moment along the dowels (WL)

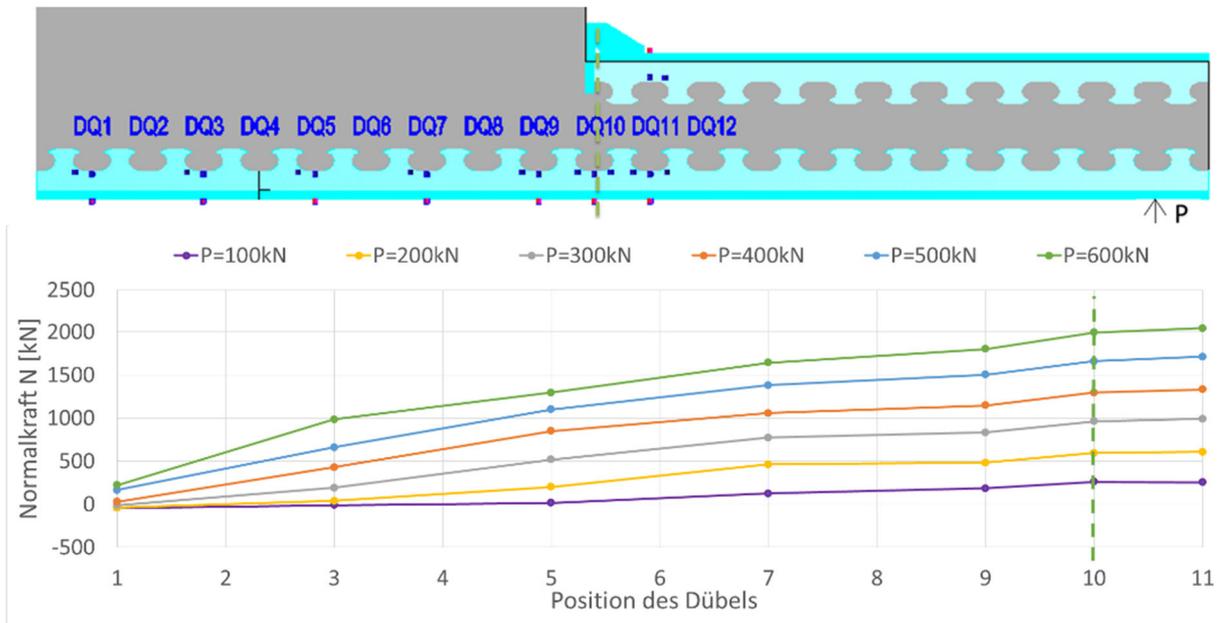


Abbildung 3-111: Verlauf der Normalkraft entlang der Dübel (WL)
Distribution of normal forces along the dowels (WL)

Vergleicht man die Verteilung des Biegemomentes im RE-Test (Abbildung 3-108) und im WL-Test (Abbildung 3-110), kann festgehalten werden, dass das Biegemoment in das Widerlager übertragen werden konnte und in gewisser Weise das Tragverhalten im Übergangsbereich beeinflusste. Wie in den Abbildungen gezeigt, liegt das maximale Moment in der externen Bewehrung an der Position des zweiten Dübels vor (Dübel 5 im RE-Test und Dübel 9 im WL-Test). Der maximale Spannungswert klingt innerhalb der nächsten vier Dübel (Dübel 3 im RE-Test und Dübel 7 im WL-Test) sehr schnell ab. Diese Ergebnisse lassen darauf schließen, dass das eingeleitete, in das externe Bewehrungselement eingeprägte, Biegemoment im Widerlager

hauptsächlich im vorderen Bereich abgetragen wurde. Der Bereich ließ sich auf etwa 750 mm (~ 3 Dübel) begrenzen. Der hintere Bereich des externen Bewehrungselementes leistete dagegen nur einen sehr geringen Beitrag zur Abtragung des Biegemomentes.

Werden beide Versuchskörper auf dem gleichen Lastniveau verglichen, liegt im WL-Test ein kleineres Biegemoment als im RE-Test vor. Dies lässt sich auf Rissbildung im Beton zurückführen. Sobald die Risse im Beton entstehen, lagert sich das Biegemoment im Querschnitt um (s. Abbildung 3-107). Das Biegemoment M_s , welches durch das externe Bewehrungselement abgetragen wird, steigt an.

Die Verteilung der Normalkraft beider Versuche zeigt Abbildung 3-109 und Abbildung 3-111. Auf gleichem Lastniveau passen die Schnittgrößenverläufe der zwei Versuche gut zueinander. Der Versuchskörper RE hatte eine Verankerungslänge von 1,5 m und der Versuchskörper WL eine Verankerungslänge von 2,5 m. Deshalb standen im Versuchskörper WL insgesamt 4 Dübel mehr zur Verankerung zur Verfügung. Die ermittelten Kräfte an den einzelnen Dübeln waren deshalb im Versuchskörper WL kleiner, und die Traglast konnte noch gesteigert werden.

3.2.6.5 Mechanisches Modell für den Pull-Out-Effect Mechanical model for pull out effect

3.2.6.5.1 Stabwerksmodell Truss model

Das Versagen der Rahmenbauteile war in beiden Versuchen nahezu gleich. Der letzte Dübel des externen Bewehrungselementes wurde aus der Betonmatrix herausgezogen und der Träger versagte durch Abscheren. Aus den Ergebnissen konnte wiederum abgeleitet werden, dass der Pull-Out-Effekt einen maßgebenden Einfluss auf das Tragverhalten hatte.

Ausgehend von den Messungen lässt sich feststellen, dass der Pull-Out-Effekt am Ende des Widerlagers auftrat. Beobachtet man nur diesen Übergangsbereich und vernachlässigt den Kragarm, kann der Lastabtrag mit Hilfe eines einfachen Fachwerkkodells (Abbildung 3-112) erfasst werden. Um das Tragverhalten des externen Bewehrungselementes am Rahmeneck detailliert zu untersuchen und die Pull-Out-Kraft am Ende zu bestimmen, wurde das externe Bewehrungselement getrennt vom Widerlager betrachtet. Die Druckspannung zwischen dem externen Bewehrungselement und dem Widerlager kann wie in Abbildung 3-113 gezeigt angenommen werden.

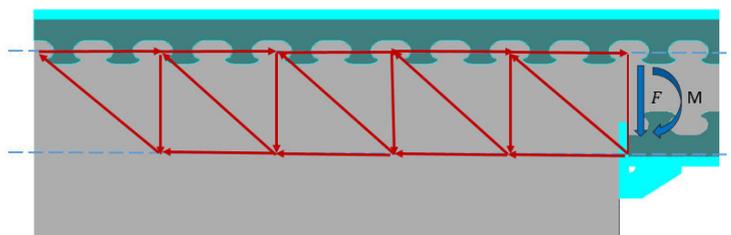


Abbildung 3-112: Stabwerksmodell zur Lastübertragung im Widerlager
Truss model of the force transferring in abutment

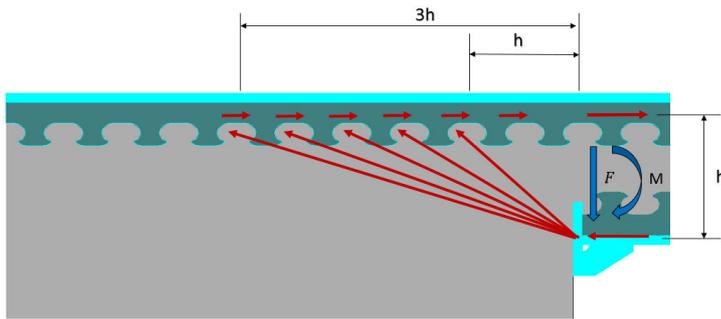


Abbildung 3-113: Druckkraft zur Lastübertragung zwischen Beton und Stahl
Compressive force transferring between concrete and steel

Würde das externe Bewehrungselement isoliert betrachtet werden, dann könnte der Versagensmechanismus auf drei verschiedene angreifende Lasten zurückgeführt werden. Das Biegemoment, welches im Übergangsbereich von dem Kragarm zum Widerlager angreift, resultiert aus der Belastung des Kragarms. Die zwei weiteren Komponenten sind die Druckkraft in der Mitte des Widerlagers und die Zugkraft am Ende des Widerlagers. Die Kraftübertragung der Druckkraft in die Mitte des Widerlagers zeigt Abbildung 3-113. Der Bereich zum Lastabtrag der Druckkraft wurde auf den Abstand h bis $3h$ vom Auflagerbeginn festgesetzt, wobei h der Abstand der neutralen Achsen des oberen und unteren externen Bewehrungselementes ist. Die Druckkomponenten weisen dabei eine Steigung von 1:1 bis 1:3 auf. Den Dübeln im Bereich des Widerlagers bis zu einem Abstand h , können damit unter Annahme eines Stabwerks keine Lasten aus Druckstreben zugeordnet werden, welche sich am unteren externen Bewehrungselement abstützen würden. Hätten die Widerlager eine Länge größer $3h$, dann wären die Dübel nur einer reduzierten Druckkraft ausgesetzt. Aus dem Gleichgewicht der Kräfte und Momente folgt, dass das Ende des externen Bewehrungselementes durch eine Zugkomponente beansprucht wird, was letztendlich auch den Pull-Out-Effekt am Ende des Widerlagers zur Folge hat.

Um die Pull-Out-Kraft im Detail zu untersuchen, wurden drei Annahmen getroffen, die den Effekt erfassen und die Berechnung der Pull-Out-Kraft analytisch lösen sollten. Die Ergebnisse werden im Folgenden diskutiert. Die drei mechanischen Ansätze zeigte Tabelle 3-28. Im Modell 1 wurde die Pull-Out-Kraft als eine konzentrierte Last angenommen, die am Ende des externen Bewehrungselementes angreift. Im Modell 2 wurde eine dreieckförmige Lastverteilung und im Modell 3 eine konstant verteilte Last angenommen. Die Pull-Out-Kraft am letzten Dübel, der eine Länge von 250 mm hat, wurde für die Berechnung herangezogen und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Die Ergebnisse sind vergleichend in Tabelle 3-29 zusammengefasst.

Tabelle 3-28: Drei mechanische Modelle zur Beschreibung des Pull-Out-Effektes
Three mechanical models of the pull out effect in frame structure

| | Vereinfachtes Modell | Gleichung |
|-----------------|----------------------|--|
| Modell 1 | | $F = q_1 \cdot h$ $F \cdot L - F \cdot \frac{5}{3}h = M$ |
| Modell 2 | | $F = q_2 \cdot \frac{(L - 3h)}{2} = q_1 \cdot h$ $F \cdot \left[\frac{2(L - 3h)}{3} + \frac{4}{3}h \right] = M$ |
| Modell 3 | | $F = q_2 \cdot (L - 3h) = q_1 \cdot h$ $F \cdot \left[\frac{(L - 3h)}{2} + \frac{4}{3}h \right] = M$ |

Tabelle 3-29: Vergleich der Pull-Out-Kräfte in den drei mechanischen Modellen
Comparison of the pull out forces in three mechanical models

| Versuch | | RE | WL |
|---|----------|--|--------------------------------------|
| systemrelevante Parameter | | M=M _s =0,137M _{ge} =0,3425P _{max} ; (P _{max} ist hier die Zylinderkraft) | |
| | | h=0,442 m | |
| | | P _{max} =558 kN L=1,5 m | P _{max} =1064 kN L=2,5 m |
| Punktueller Kraft F | Modell 1 | 250 kN | 207 kN |
| | Modell 2 | 270 kN | 264 kN |
| | Modell 3 | 282 kN | 310 kN |
| Pull-Out-Kraft je Dübel F _{PO,Dübel} | Modell 1 | 250 kN | 207 kN (je Dübel) |
| | Modell 2 | 270 kN | 113 kN (je Dübel) |
| | Modell 3 | 282 kN | 66 kN (je Dübel) |

Die Einfeldträgerversuche und die Pull-Out-Versuche zeigten, dass die maximale aufnehmbare Auszugskraft eines Dübels bei ungefähr 220 kN liegt. Vergleicht man dieses Ergebnis mit dem mechanischen Modell, erreicht man diese am besten mit Modell 1. Die Pull-Out-Kraft in den zwei Rahmenversuchen wurden wie in Tabelle 3-30 gezeigt berechnet. Die Ergebnisse stimmen gut mit der Versagenslast der beiden Versuche überein.

Tabelle 3-30: Vergleich der Pull-Out-Kräfte für Modell 1
Comparison of the pull out force of Model 1

| Zylinderkraft P [kN] | Pull-Out-Kraft $F_{PO,Dübel}$ je Dübel | |
|----------------------|--|--------------------------|
| | RE h=0,442 m, L=1,5 m | WL h=0,442 m, L=2,5 m |
| 50 | 22 | 10 |
| 100 | 45 | 19 |
| 150 | 67 | 29 |
| 200 | 90 | 39 |
| 250 | 112 | 49 |
| 300 | 135 | 58 |
| 350 | 157 | 68 |
| 400 | 179 | 78 |
| 450 | 202 | 87 |
| 500 | 224 | 97 |
| 550 | 247 | 107 |
| 600 | | 117 |
| 650 | | 126 |
| 700 | | 136 |
| 750 | | 146 |
| 800 | | 155 |
| 850 | | 165 |
| 900 | | 175 |
| 950 | | 185 |
| 1000 | | 194 |
| 1050 | | 204 |

Sobald ein gewisse Last F_{po} erreicht war, trat das Versagen infolge des Pull-Out-Effektes ein. Damit kann eine Gleichung für die notwendige Verankerungslänge L des externen Bewehrungselementes aus dem Modell bestimmt werden. Diese lautet wie folgt:

$$L_{ank} = \frac{M}{F_{PO,Dübel}} + \frac{5}{3}h \quad (3-13)$$

Dabei ist die Last $F_{PO, Dübel}$ die aufnehmbare Auszugskraft eines einzelnen Dübels. M ist das Biegemoment, welches an der Einspannung durch das externe Bewehrungselement aufgenommen wird und h ist der Abstand der neutralen Achsen des oberen und unteren externen Bewehrungselementes.

Daraus folgt für die Verankerungslänge L, dass diese in den Versuchen direkt proportional zu der Last P war und auch von den geometrischen Abmessungen der Versuchskörper beeinflusst wurde. Werden die Versuchskörper der Rahmenversuche als Beispiel herangezogen und die Pull-Out-Kraft F_p als Grenzkriterium angenommen, dann würde zwischen der minimalen

Verankerungslänge unter der Belastung P die Beziehung in Abbildung 3-114 abgeleitet werden können.

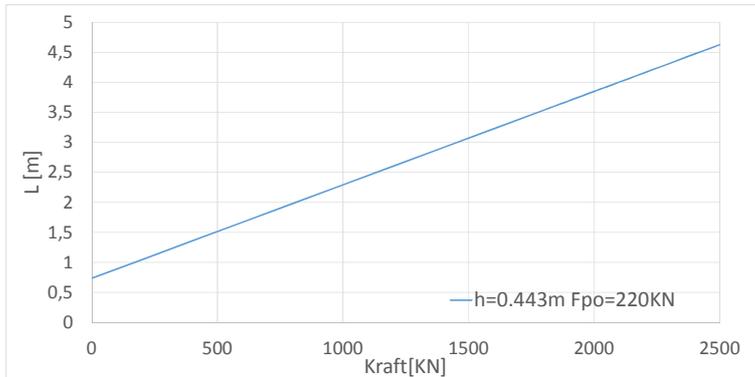


Abbildung 3-114: Zusammenhang von Verankerungslänge und Last P
Relationship between anchorage length and the load P

3.2.6.5.2 Elastisch gebetteter Balken Beam on elastic foundation model

Um das genaue Tragverhalten des externen Bewehrungselementes zu beschreiben, wurde die Theorie des elastisch gebetteten Balkens auf die Fragestellung übertragen. Dazu muss die effektive Länge des externen Bewehrungselementes im Verankerungsbereich des Widerlagers bestimmt werden.

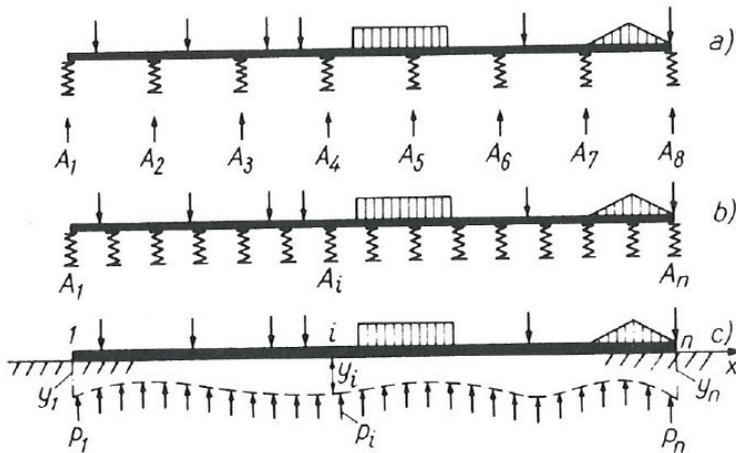


Abbildung 3-115: elastisch gebetteter Balken [HA85]
Beam on elastic foundation [HA85]

Die Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens lautet wie folgt:

$$y^{IV} + 4\alpha^4 y = 0 \tag{3-14}$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{Cb}{4EI}} \tag{3-15}$$

Daraus folgt die allgemeingültige Lösung der homogenen Differentialgleichung:

$$y = A_1 e^{\alpha x} \cos \alpha x + A_2 e^{\alpha x} \sin \alpha x + A_3 e^{-\alpha x} \cos \alpha x + A_4 e^{-\alpha x} \sin \alpha x \tag{3-16}$$

Die Konstanten $A_1 - A_4$ sind abhängig von den Randbedingungen und der Belastungssituation.

In der Differentialgleichung beschreibt der Parameter α das Verhältnis von der elastischen Bettung zur Biegesteifigkeit des Balkens. Der Faktor α ist der charakteristische Wert des Systems und hat die Dimension $[1/m]$. Daraus folgt die charakteristische Länge $L_e = 1/\alpha$ des Systems.

Allerdings kann für die Bettungsziffer C $[kN/m^2/m]$ kein einheitlicher Wert in der Literatur gefunden werden. Dieser Wert variiert von 200 kN/cm^3 bei Hunziker bis zu 1000 kN/cm^3 bei Petersen [PE88]. Wie aber auch in [PE88] gezeigt wird, hat die Bettungsziffer einen großen Einfluss auf die charakteristische Länge und die Schnittgrößen im System.

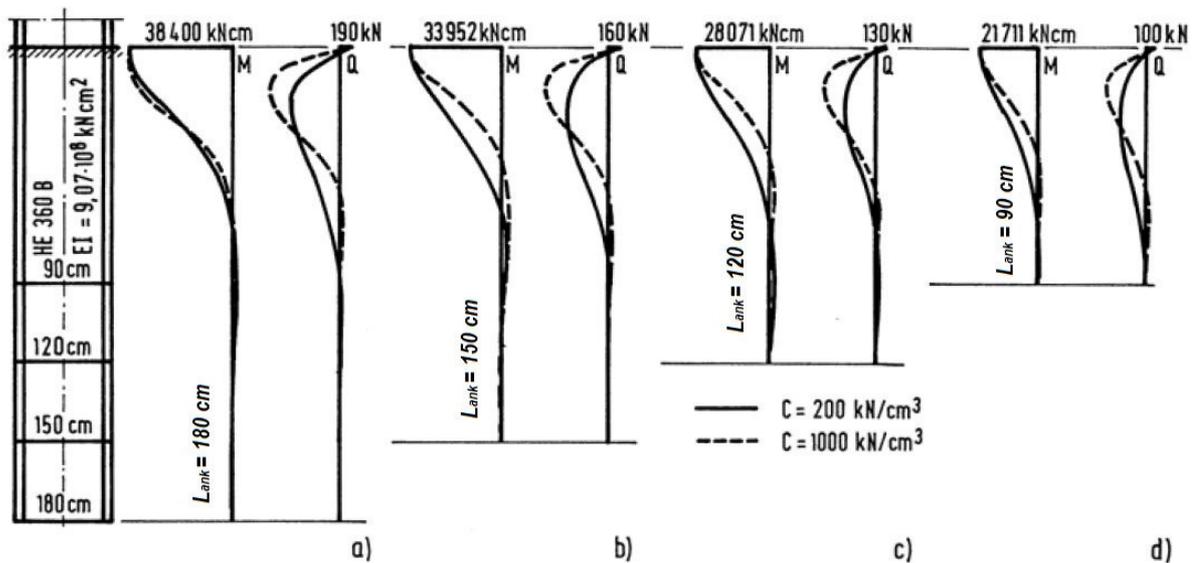


Abbildung 3-116: Verteilung der Schnittgrößen bei unterschiedlichen Einbindlängen und Bettungsmodulen [PE88].

Distribution of internal forces due to different clamping depths and modulus of the foundation [PE88].

In Abbildung 3-116 wird ein weiterer wichtiger Aspekt des elastisch gebetteten Balkens gezeigt. Bei einem im Endbereich belasteten elastischen Balken sind die Spannungen nach einer Länge $L = 3L_e$ vollständig abgebaut, was zur Folge hat, dass eine größere Einbindelänge für den Balken bedeutungslos ist, weil der untere Bereich keine Lasten aufnimmt. Mit diesem Modell kann die maximale Einbindelänge des Balkens bestimmt werden.

Wie in Abbildung 3-117 gezeigt wird, kann ein vereinfachtes Modell des elastischen Balkens herangezogen werden, um das Tragverhalten des externen Bewehrungselementes im Rahmensystem zu untersuchen. Damit eignet sich das Modell, die effektiv wirksame Verankerungslänge zu bestimmen.

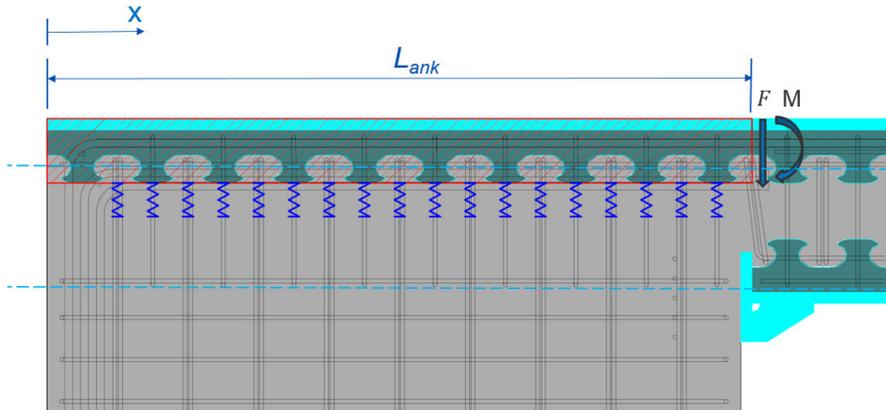


Abbildung 3-117: Vereinfachtes Balkenmodell bei elastischer Bettung
Simplified model of beam on elastic foundation

Die Formel von Petersen [PE88], wurde zur Berechnung der Durchbiegung des externen Bewehrungselementes aus den zwei Versuchen angewendet. In Kapitel 7 wurde dafür noch einmal eine vereinfachtere Formel angegeben, um ausschließlich eine Seite der entkoppelten Randbereiche betrachten zu können.

$$\omega(x) = A \cdot \varepsilon(x) + B \cdot \beta(x) \quad (3-17)$$

mit:

$$\varepsilon(x) = \cosh ax \cdot \cos ax \quad (3-18)$$

$$\beta(x) = \frac{1}{2} (\cosh ax \cdot \sin ax + \sinh ax \cdot \cos ax) \quad (3-19)$$

$$\gamma(x) = \frac{1}{2} \sinh ax \cdot \sin ax \quad (3-20)$$

$$\delta(x) = \frac{1}{4} (\cosh ax \cdot \sin ax - \sinh ax \cdot \cos ax) \quad (3-21)$$

$$A = -\frac{\alpha}{Cb} \cdot [\gamma(L_{ank}) \cdot M\alpha + \delta(L_{ank}) \cdot H]/N \quad (3-22)$$

$$B = +\frac{\alpha}{Cb} \cdot [\beta(L_{ank}) \cdot M\alpha + \gamma(L_{ank}) \cdot H]/N \quad (3-23)$$

$$N = \gamma^2(L_{ank}) - \beta(L_{ank}) \cdot \delta(L_{ank}) \quad (3-24)$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{Cb}{4EI_{ext}}} \quad (3-25)$$

C ist die Bettungsziffer, EI_{ext} ist die Biegesteifigkeit des externen Bewehrungselementes, M und H sind Biegemoment und Querkraft des Elementes, L_{ank} ist die Verankerungslänge des externen Bewehrungselementes, b ist die Breite des Balkens und x ist eine Koordinate gemessen vom Ende des Widerlagers.

Tabelle 3-31: Wichtige Größe für das Modell des elastisch gebetteten Balkens
Important parameters for model of beam on elastic foundation

| RE and WL | |
|--|---|
| $EI_{ext} = 1,8 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$ | |
| $b = 309 \text{ mm}$ | |
| $L_{ank} = 1500 \text{ mm}$ oder $L_{ank} = 2500 \text{ mm}$ | |
| $C = 4,65 \text{ N/mm}^3$ | $C = 48,5 \text{ N/mm}^3$ |
| $\alpha = 0,0038 \text{ mm}^{-1}$ | $\alpha = 0,0021 \text{ mm}^{-1}$ |
| $L_e = \frac{1}{\alpha} = 473 \text{ mm}$ | $L_e = \frac{1}{\alpha} = 263 \text{ mm}$ |

Um den Einfluss der Bettungsziffer C am Beispiel der zwei Versuche zu untersuchen, wurden zwei unterschiedliche Situationen betrachtet. In der ersten Situation sind die Federn / Beton unter dem externen Bewehrungselement überdrückt. Sowohl der Beton als auch das externe Bewehrungselement beteiligen sich am Lastabtrag und für die Bettungsziffer C wurde der Wert $C=48,5 \text{ N/mm}^3$ bestimmt (Tabelle 3-32). Sobald die Federn / Beton unterhalb des Externen Bewehrungselementes eine Zugkraft aufnehmen, würde der Beton mit steigender Rissentwicklung sich der Aufnahme von Zugspannungen entziehen und nur die Zugsteifigkeit der Bügelbewehrung kann herangezogen werden. Dadurch resultiert eine wesentlich kleinere Bettungsziffer. Die Bettungsziffer für diese Situation nahm den Wert $C=4,65 \text{ N/mm}^3$ an (Tabelle 3-32). Die Durchbiegungen in den zwei Versuchen wurden jeweils mit Hilfe der beiden Bettungsziffern C berechnet, was einer Grenzwertbetrachtung gleichkommt. Die Ergebnisse sind Abbildung 3-118 und Abbildung 3-119 dargestellt.

Tabelle 3-32: Berechnung von Bettungsziffer C in zwei Situationen
Calculation of C in two situations

| Situation | Situation 1 | | | Situation 2 | | |
|--|---|----------------------|----------------------|--|----------------------|----------------------|
| | Für Federn unter Druck wird die Drucksteifigkeit des Betons angesetzt. | | | Für Federn unter Zug wird nur die Zugsteifigkeit der Bügelbewehrung im Bereich um einen Dübel angesetzt. | | |
| Berechnung der Bettungsziffer C | $C = \frac{F_{PO,Dübel}}{b \cdot e \cdot 1}$ C ist die Bettungszahl (N/mm ³), dabei ist b die Trägerbreite, e der Abstand der Dübel, F _{dowel} ist die auf einen Einzeldübel bezogene Dübelkraft | | | | | |
| Berechnung von F_{PO,dowel} | $1 = \frac{F_{PO,Dübel}}{E_c \cdot A_c} \cdot h_c$ E _c : E-Modul des Betons; A _c ist die in den Grundriss projizierte Betonfläche im Bereich eines Einzeldübels (=Trägerbreite x e); h _c ist die h _c in Ansatz gebrachte Betonhöhe. | | | $1 = \frac{F_{PO,Dübel}}{E_s \cdot A_s} \cdot h_s$ E _s : E-Modul Stahl; A _s ist die Querschnittsfläche der vertikalen Bügelbewehrung um einen Einzeldübel (6Φ14 je Dübel), h _s ist die dabei in Ansatz gebrachte Länge der vertikalen Bügelbewehrung. | | |
| Berechnete Parameter | b | [mm] | 309 | b | [mm] | 309 |
| | e | [mm] | 250 | e | [mm] | 250 |
| | E _c | [N/mm ²] | 32000 | E _s | [N/mm ²] | 210000 |
| | A _c | [mm ²] | 77250 | A _s | [mm ²] | 923,16 |
| | h _c | [mm] | 660 | h _s | [mm] | 540 |
| | F _{PO,Dübel} | [N] | 3,75×10 ⁶ | F _{PO,Dübel} | [N] | 3,59×10 ⁵ |
| | C | [N/mm ³] | 48,5 | C | [N/mm ³] | 4,65 |

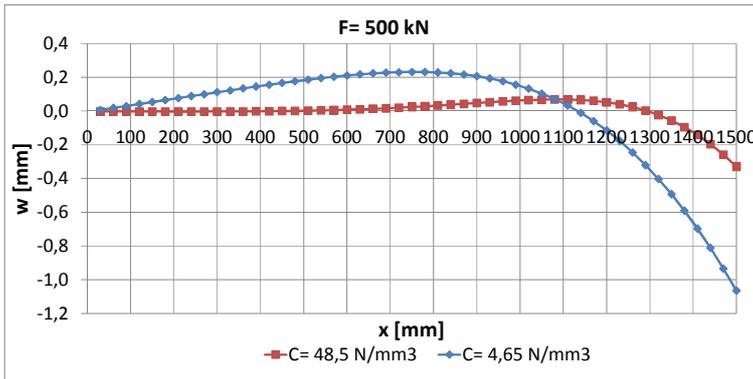


Abbildung 3-118: Verformung des externen Bewehrungselementes beim Modell einer elastischen Bettung (RE)
Deformation of external reinforcement by the beam on elastic foundation theory (RE)

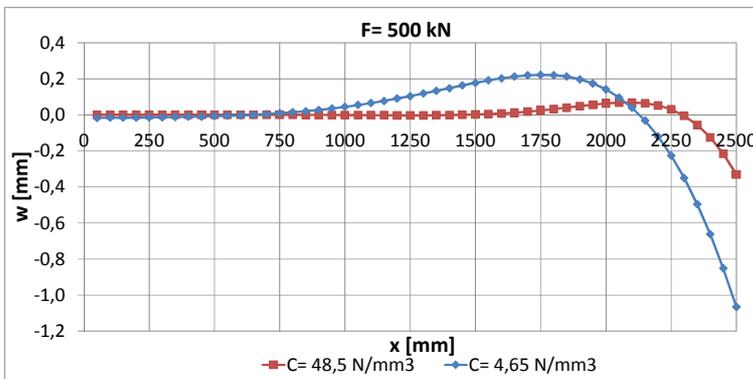


Abbildung 3-119: Verformung der externen Bewehrung beim Modell einer elastischen Bettung (WL)
Deformation of external reinforcement by the beam on elastic foundation theory (WL)

Die Zugkomponente f_{PO} [kN/m], die am externen Bewehrungselement angreift, berechnet sich wie folgt:

$$f_{PO}(x) = \omega(x) \cdot C \cdot b \tag{3-26}$$

Die Lage der maximalen Verformung stimmt mit der maximalen Pull-Out-Kraft der Stahldübel überein. Die Lage der maximalen Pull-Out-Kraft kann aus der Verformungskurve bestimmt werden.

$$\omega'(x_m) = 0 \quad \rightarrow \quad x_m = L_{ank} - \frac{\pi}{2} \frac{1}{\alpha} = L_{ank} - \frac{\pi}{2} \cdot L_e \tag{3-27}$$

Daraus folgt für die maximale auf das externe Bewehrungselement einwirkende Zugkraft F_t [kN/m]:

$$f_{PO}(x_m) = \omega(x_m) \cdot C \cdot b \tag{3-28}$$

x_m ist die Lage der maximalen Pull-Out-Kraft, wobei $x=0$ auf das Ende des Widerlagers bezogen ist. Wird für die Dübel eine Länge $e = 250$ mm berücksichtigt, dann kann die maximale Zugkraft je Dübel $F_{t,dowel}$, wie folgt bestimmt werden.

$$F_{PO,Dübel}(x_m) = \omega(x_m) \cdot C \cdot b \cdot e \quad (3-29)$$

Die gemessenen Verformungen des externen Bewehrungselementes zeigte Abbildung 3-120 und Abbildung 3-121. In Bezug auf die Ergebnisse in diesen zwei Versuchen, wurde für die Größe der Bettungsziffer C festgestellt, dass diese während der Belastung nicht konstant war (s. Abbildung 3-122). Infolge der Laststeigerung und der Schlupfentwicklung zwischen den Stahldübeln und dem Beton, veränderte sich der Wert der Bettungsziffer C vom oberen Grenzwert der ungestörten Betonmatrix hin zum unteren Grenzwert bei gerissenem Beton. Im RE-Versuch waren die Verbunddübel ausschließlich im elastischen Zustand, solange die Belastung unter 250 kN lag. Aber sobald die Belastung 250 kN überschritt, erreichte der Schlupf am letzten Dübel 0,7 mm und das Risswachstum wuchs an. Dies hatte zur Folge, dass der Dübel auf Zug nicht mehr ausreichend im Beton verankert war. Mit diesem lokalen Versagen waren die Bedingungen des Modells des elastisch gebetteten Balkens nicht mehr erfüllt, weshalb auch die Ergebnisse aus Versuch und Berechnung nicht mehr übereinstimmten. Für den WL-Versuch stellte die Theorie des elastischen Balkens bis zu einer Belastung von 450 kN eine sehr gute Näherung dar.

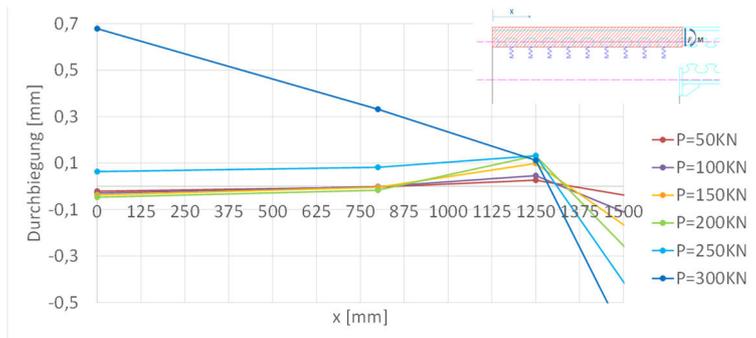


Abbildung 3-120: Gemessene Durchbiegung des externen Bewehrungselementes (RE)
Deflection line of the external reinforcement by measuring (RE)

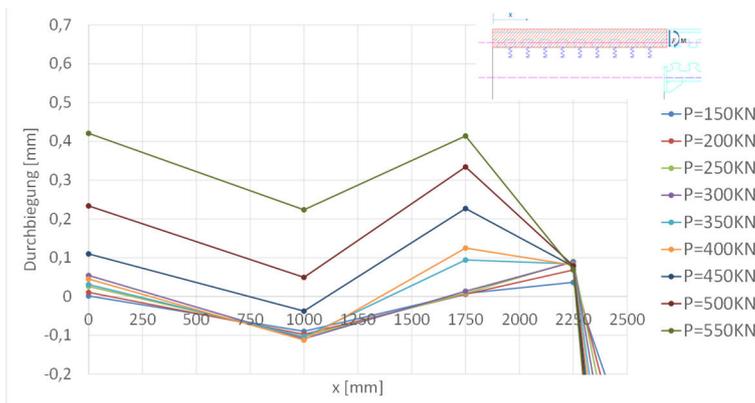
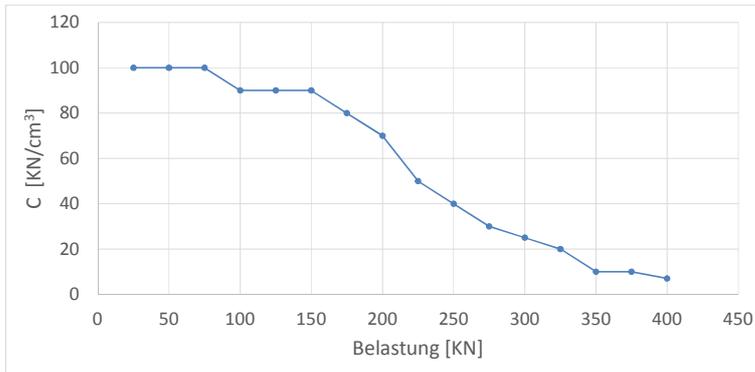


Abbildung 3-121: Gemessene Durchbiegung des externen Bewehrungselementes (WL)
Deflection line of the external reinforcement by measuring (WL)

Um den genauen Bezug von Bettungsziffer C und der Zylinderlast P herstellen zu können, wurden FE-Modelle erstellt, die das Versagen des Versuches nachbilden sollten. Die Ergebnisse dieser Berechnungen wurden mit den Messungen verglichen. Das mechanische Modell des elastisch gebetteten Balkens erfolgte mit RSTAB. Aus dem Pull-Out-Test konnte eine Kraft-

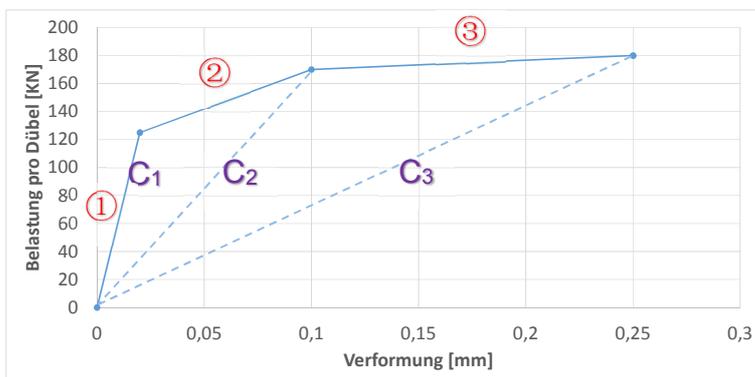
Schlupf-Kennlinie (vgl. Abbildung 3-123) für die Verbunddübel bei einer senkrechten Belastung zum externen Bewehrungselement bestimmt werden. Darauf aufbauend wurde die Federsteifigkeit für das numerische Modell bestimmt. Durch Vergleich der Messergebnisse in den Versuchen, wurde die Kraft-Schlupf-Kennlinie den Ergebnissen der RE- und WL-Versuche angepasst (Abbildung 3-123).



**Abbildung 3-122: Durch FE-Modelle berechnete Bettung C bei verschiedenen Lastniveaus
In numerical models measured C at different load levels**

Die Kurve zeigt drei Bereiche des Tragverhaltens von Verbunddübeln. Im ersten Bereich wird der Dübel bis zu einer vertikalen Kraft von 125 kN belastet. In diesem Bereich war das Material im ideal elastischen Zustand und der Querschnitt wies eine große Steifigkeit auf. Im Bereich zwei vergrößerte sich die Last von 125 kN auf 170 kN, der Schlupf zwischen dem Stahl und Beton wuchs auf 0,1 mm an und Risse traten auf. Der ideal elastische Zustand war überschritten und die Steifigkeit nahm ab. Im Bereich 3 vergrößerte sich der Schlupf weiter und bei 180 kN versagte das Bauteil. Dadurch lassen sich C_1 , C_2 und C_3 wie folgt bestimmen:

- $C_1=80,9 \text{ N/mm}^2/\text{mm}$,
- $C_2=22,0 \text{ N/mm}^2/\text{mm}$
- $C_3=9,3 \text{ N/mm}^2/\text{mm}$.



**Abbildung 3-123: Modifizierte Last-Schlupf-Kennlinie bei vertikaler Belastung
Modified load-slip curve due to vertical force**

Für die drei unterschiedlichen Bettungsziffern C wurde das Modell des elastisch gebetteten Balkens ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3-33 dargestellt. $F_{PO,Dübel}$ ist die maximale Auszugskraft je Dübel. Wie in Tabelle 3-33 gezeigt, befanden sich in den Widerlagerversuchen die maximal beanspruchten Dübel im elastischen Bereich 1, solange die Zylinderkraft

$P \leq 200$ kN war. Die Verwendung von Bettungsziffer C_1 führt zu einer guten Übereinstimmung der Modellrechnung mit den Messungen. Wird die Belastung bis zu einer Belastung $P=500$ kN schrittweise erhöht, durchläuft der Dübel den Bereich 2 und die Bettungsziffer wechselt von C_1 nach C_2 . Mit einer weiteren Erhöhung der Belastung wird der Bereich 3 erreicht und die Bettungsziffer reduziert sich auf C_3 . Die Ergebnisse in Tabelle 3-33 zeigen die Entwicklung der Verformung und der Dübelkraft. Auch diese Ergebnisse stimmen mit den Messungen gut überein (Abbildung 3-120 and Abbildung 3-121). Damit konnte gezeigt werden, dass dieses Modell das Tragverhalten des externen Bewehrungselementes erfasst und sich eine Bettungsziffer für die Dübel in den Bereichen 1 bis 3 bestimmen lässt. Wird das System über den Bereich 3 hinaus belastet, reduziert sich die Bettungsziffer C weiter, die Risse im Beton vergrößern sich und der Schlupf der Dübel steigt an. In diesem Zustand ist keine weitere Berechnung der Auszugskräfte mit Hilfe des Modells des elastisch gebetteten Balkens mehr möglich.

Tabelle 3-33: Vergleich von $F_{PO,Dübel}$ bei verschiedenen C
Comparison of the $F_{PO,Dübel}$ by different value of C

| | $C_1 = 80,9 \text{ N/mm}^3$ | | $C_2 = 22,0 \text{ N/mm}^3$ | | $C_3 = 9,3 \text{ N/mm}^3$ | |
|-----------|-----------------------------|---------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|
| | $L_e = 232 \text{ mm}$ | | $L_e = 321 \text{ mm}$ | | $L_e = 398 \text{ mm}$ | |
| F | w_{max} | $F_{t,Dübel}$ | w_{max} | $F_{t,dowel}$ | w_{max} | $F_{t,dowel}$ |
| kN | mm | kN | mm | kN | mm | kN |
| 50 | 0,01 | 33,20 | 0,01 | 17,42 | 0,02 | 11,64 |
| 100 | 0,01 | 66,40 | 0,02 | 34,84 | 0,03 | 23,27 |
| 150 | 0,02 | 99,59 | 0,03 | 52,26 | 0,05 | 34,91 |
| 200 | 0,02 | 132,79 | 0,04 | 69,69 | 0,06 | 46,55 |
| 250 | 0,03 | 165,99 | 0,05 | 87,11 | 0,08 | 58,18 |
| 300 | 0,03 | 199,19 | 0,06 | 104,53 | 0,10 | 69,82 |
| 350 | 0,04 | 232,39 | 0,07 | 121,95 | 0,11 | 81,45 |
| 400 | 0,04 | 265,58 | 0,08 | 139,37 | 0,13 | 93,09 |
| 450 | | | 0,09 | 156,79 | 0,15 | 104,73 |
| 500 | | | 0,10 | 174,22 | 0,16 | 116,36 |
| 550 | | | 0,11 | 191,64 | 0,18 | 128,00 |
| 600 | | | 0,12 | 209,06 | 0,19 | 139,64 |
| 650 | | | 0,13 | 226,48 | 0,21 | 151,27 |
| 700 | | | 0,14 | 243,90 | 0,23 | 162,91 |
| 750 | | | | | 0,24 | 174,54 |
| 800 | | | | | 0,26 | 186,18 |
| 850 | | | | | 0,28 | 197,82 |
| 900 | | | | | 0,29 | 209,45 |
| 950 | | | | | 0,31 | 221,09 |
| 1000 | | | | | 0,32 | 232,73 |

Wie aus Abbildung 3-116 zu ersehen ist, nähert sich nach einer Länge $L=3L_e$ die Spannung dem Wert 0 N/mm^2 und ist vernachlässigbar. Falls die Länge L des Balkens länger als $3L_e$ ist, dann hat dieser zusätzliche Balkenabschnitt nur eine geringe Auswirkung auf die Tragfähigkeit. Deshalb sollte die vorhandene Verankerungslänge L wie folgt bestimmt werden:

$$L_{ank} \geq 3L_e = 3 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cb}} \quad (3-30)$$

Die elastische Länge L_e steht im Bezug zu den Größen C und der Geometrie der Stahldübel. Um die elastische Länge L_e zu reduzieren, könnte ein Dübel mit einer günstigeren Last-Schlupf-Kennlinie verwendet werden. Die Größe der Bettungsziffer C ändert sich mit dem vorhandenen Lastniveau. Deshalb sollte die minimale Verankerungslänge in Bezug auf die Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit bestimmt werden.

Für die Gebrauchstauglichkeit der Dübel in der Rahmenstruktur sollte der Beton ausschließlich elastisch beansprucht werden, und die maximale veranschlagbare Dübelkraft kann wie folgt bestimmt werden:

$$F_{PO, Rd, Dübel} = (F_{PO, test, k})/\gamma_M = 125 \text{ kN}/1,5 = 83,3 \text{ kN} \quad (3-31)$$

Dabei war $F_{PO, test, k} = 125 \text{ kN}$ die maximale Auszugskraft je Dübel ohne Steifigkeitsreduktion im Querschnitt, die aus den Versuchen PuT1 und PuT2 ermittelt wurde. Der Teilsicherheitsfaktor γ_M wurde mit 1,5 gewählt, um die Streuung im Beton und im vereinfachten Modell erfassen zu können. Eine genaue Festlegung des Sicherheitsfaktors ist erst möglich, wenn eine umfangreichere Versuchsgrundlage vorliegt und diese statistisch bewertet werden kann. Die Bettungsziffer C_1 wurde mit $80,9 \text{ N/mm}^2/\text{mm}$ gewählt. Dadurch ließ sich die minimale Verankerungslänge des externen Bewehrungselementes bestimmen:

$$L \leq 4 \cdot L_e = 4 \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I_{ext}}{C_1 \cdot b}} \quad (3-32)$$

Bei dem Traglastniveau der Verbunddübel in der Rahmenstruktur traten Risse im Beton auf und der Schlupf zwischen dem Beton und dem Stahl vergrößerte sich. Die maximale Traglast der Verbunddübel war:

$$F_{PO, Rd, Dübel} = (F_{test, k})/\gamma_M = 180 \text{ kN}/1,5 = 120,0 \text{ kN} \quad (3-33)$$

Dabei war $F_{test, k} = 180 \text{ kN}$ die Auszugskraft je Dübel zum Erreichen eines Schlupfes von 0,25 mm. Der Teilsicherheitsfaktor wurde mit $\gamma_M = 1,5$ gewählt. Die minimale Verankerungslänge für den ULS wird hier aufgrund des gerissenen Zustands des Betons mit der Bettungsziffer $C_3 = 9,3 \text{ N/mm}^2/\text{mm}$ bestimmt.

$$L \leq 4 \cdot L_e = 4 \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I_{ext}}{C_3 \cdot b}} \quad (3-34)$$

3.3 Pull-out-Versuch Pull-out tests

3.3.1 Allgemeines General

Um das Tragverhalten der Verbunddübel in vertikaler Richtung zu analysieren wurden zwei Pull-Out-Versuche durchgeführt. Die maximale Tragfähigkeit der Verbunddübel wurde dabei ausgewertet. Die Ergebnisse aus den Versuchen der Einfeldträger und die Pull-Out Versuche wurden verglichen, und das Pull-Out-Verhalten der Verbunddübel mit der modifizierten Klothoidenform wurden im Detail analysiert.

3.3.2 Versuchsmatrix Test matrix

Der Pull-Out-Effekt zeigte großen Einfluss auf das Tragverhalten der Struktur, sowohl bei den Einfeldträgerversuchen, als auch bei den Rahmeneckversuchen. Um die Tragfähigkeit in vertikaler Richtung zu ermitteln, wurden Pull-Out-Versuche an den MCL-Verbunddübeln durchgeführt. Eine Übersicht aller Versuche findet man in Abbildung 3-124. Das ausgewählte externe Bewehrungselement mit zwei Stahldübeln hat eine Länge von 500 mm. Wie in der Abbildung 3-124 zu sehen ist, wurde die Probe in besonderer Form, mit jeweils einer Schulter auf jeder Seite, konzipiert. Für den Pull-Out Versuch des EFT1 wurden zwei Bügel ($\varnothing 14$ mm) zwischen den Dübeln verlegt.

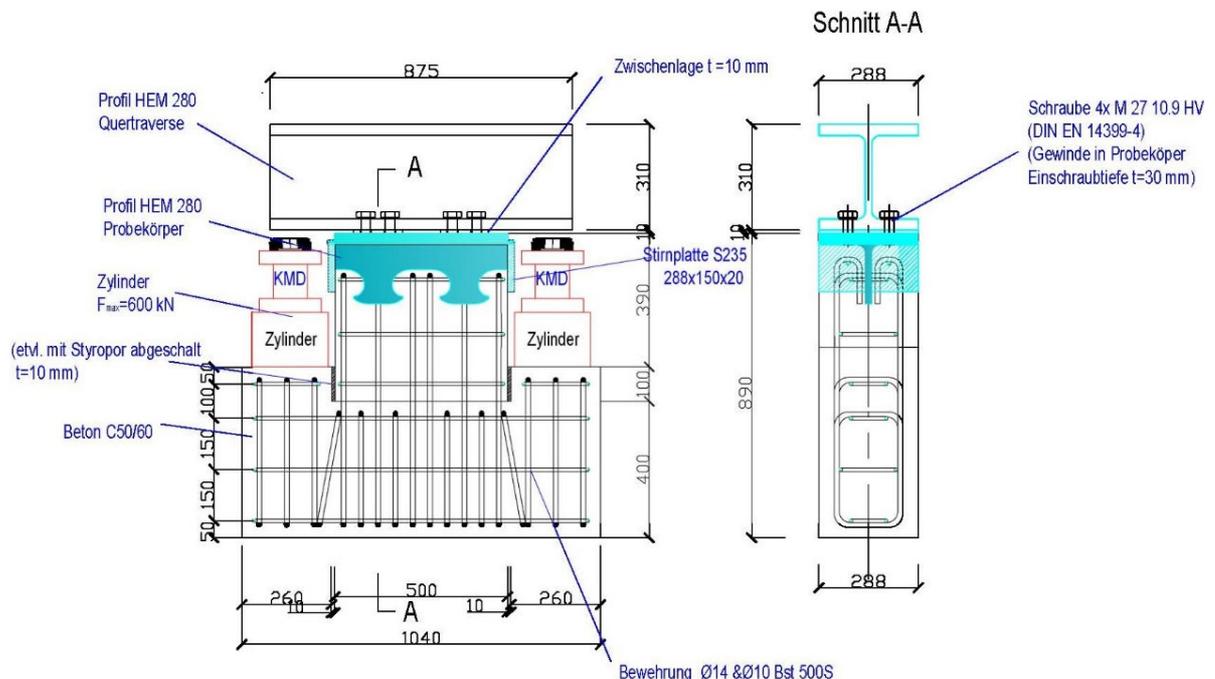


Abbildung 3-124: Konstruktionsplan des Pull-Out-Versuchs
Plan of Pull-Out Test

Um die Dübel aus dem Beton herauszuziehen, wurden an der Oberseite des externen Bewehrungselementes ein gewalztes Stahlprofil HEM280 angeschraubt. Zwei hydraulische Zylinder wurden auf den Schultern installiert. Während des Belastungsvorgangs drückten diese auf die Enden des Stahlprofils und hoben somit die angeschraubte externe Verstärkung an. Auf diese Weise wurden die Stahldübel aus der Probe herausgezogen.

3.3.3 Herstellung Fabrication

Um die Ergebnisse vergleichen zu können, wurden die Parameter des Materials und der Geometrie von den externen Bewehrungselementen, im Vergleich zu denen des Einfeldträger-Versuchs, beibehalten. Die vorbereitete Externe Bewehrung und der Bewehrungskorb sind in Abbildung 3-125 und Abbildung 3-126 zu sehen. Zwei Stahlplatten wurden an beiden Seiten der externen Bewehrung angeschweißt, um das Ausbrechen des Betons an den Seiten zu verhindern und den Beton gegen das Abplatzen zu verstärken.

Das externe Bewehrungselement wurde aus einem HEM280 geschnitten (Stahl S355 J2), und ein C50/60-Beton wurde für die Proben verwendet. Entsprechend der Materialprüfung ergab sich für den Stahl eine Streckgrenze von $f_{yk} = 402,5 \text{ N/mm}^2$ und für den Beton eine charakteristische Festigkeit $f_{ck} = 69,8 \text{ N/mm}^2$.



Abbildung 3-125: (li.) Stahldübel für den Pull-Out-Versuch
(le.) steel dowels of pull-out test

Abbildung 3-126: (re.) Bewehrungskorb für den Pull-Out-Versuch
(ri.) reinforcement cage of pull-out test

3.3.4 Messtechnik Measurement instrumentation

Die Dehnmessstreifen wurden an den Stahldübeln und der Bewehrung eingesetzt, um die Kraftübertragung an beiden aufzuzeichnen. Wegaufnehmer wurden sowohl auf Vorder- und Rückseite installiert, um die Verschiebung der externen Bewehrungselemente zu messen.

Die detaillierte Verteilung der Dehnmessstreifen an den Stahldübeln und der Wegaufnehmer ist in Abbildung 3-127 und Abbildung 3-128 zu sehen.

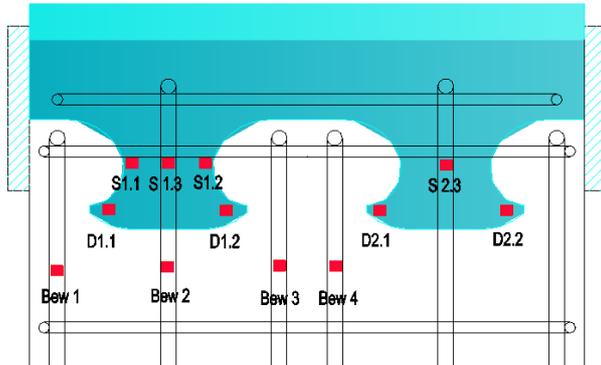


Abbildung 3-127: Verteilung der Dehnmessstreifen für den Pull-Out Versuch
strain gauges plan of pull-out test

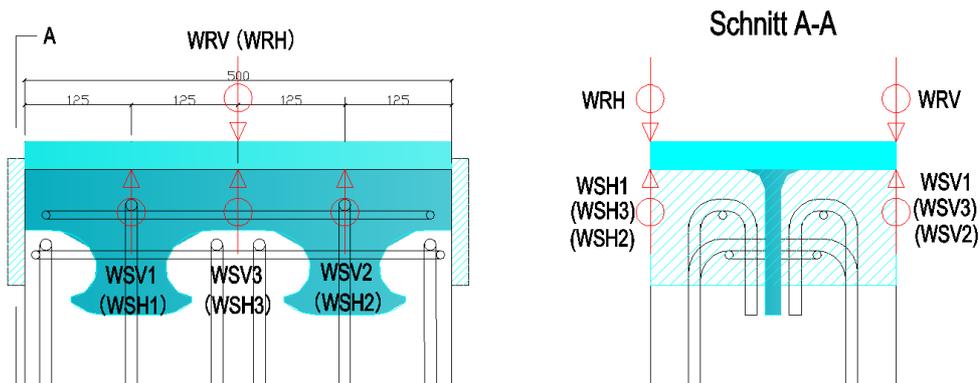


Abbildung 3-128: Messstellen der Weggeber beim pull-out-test
LVDTs plan of pull-out test

Wie in Abbildung 3-127 dargestellt, wurden vier Dehnmessstreifen (Bezeichnungen: Bew1 bis Bew4) auf die Biegelbewehrung geklebt, um die von den Bügeln aufgenommenen Vertikalkräfte aufzuzeichnen. Auf den Stahldübeln der externen Bewehrung wurden zwei Gruppen von DMS angeordnet. Beim Stahldübel Nr. 1 erfassen die DMS mit den Bezeichnungen S (S1.1, S1.2 und S1.3) die Spannungsverteilung in der Dübelmitte, so dass hieraus die aufgenommene Dübelauszugskraft ermittelt werden kann. Die DMS mit der Bezeichnung D (D1.1 und D1.2) dienen der Erfassung der Spannungen am Dübelkopf, vergleichbar mit den Messstellen der Probekörper der EFT-Versuchsreihen. Auf diese Weise kann die Beanspruchung der Stahldübel infolge des Pull-Out-Effekts bei beiden Versuchskörpertypen verglichen und untersucht werden. Beim zweiten Stahldübel wurde die Instrumentierung etwas reduziert und dient im Wesentlichen der Kontrolle der Symmetrie der Beanspruchungsverhältnisse.

Um den Schlupf zwischen dem Stahlflansch und dem Beton im Detail zu erfassen, wurden drei induktive Weggeber sowohl an der Vorderseite (WSV1 bis WSV3) wie auch an der Rückseite (WSH1 bis WSH3) angeordnet. Die Halterungen der Weggeber wurden auf die Betonoberfläche geklebt, während die Tauchanker am Stahlflansch fixiert wurden. Zwei weitere Weggeber

(WRH und WRV) erfassen die integralen Gesamtverformungen zwischen der Grundfläche der Probekörper und den Stahlflanschen, so dass die kumulierten Rissweiten in vertikaler Richtung erfasst werden können.



Abbildung 3-129: Anordnung der Weggeber bei Pull-out-Versuch
Setup of LVDTs in pull-out test

3.3.5 Versuchsdurchführung und –auswertung **Test procedure and evaluation**

Die Pull-Out-Versuche wurden mit dem Ziel ausgeführt, die Tragkapazität der Verbunddübeln in Bezug auf die maximal aufnehmbaren Auszugskräfte versuchstechnisch zu bestimmen. Zu Vergleichszwecken wurden zwei Probekörper mit identischen geometrischen Abmessungen und gleicher Bewehrungsführung hergestellt und unter vergleichbaren Belastungsverhältnissen geprüft. Alle Versuche wurden in Übereinstimmung mit Anhang B von Eurocode 4 (DIN EN 1994) durchgeführt.

In den Abbildungen Abbildung 3-130 und Abbildung 3-131 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Zwei Hydraulikzylinder auf beiden Seiten drücken das seitlich überstehende Träger-Stahlprofil mit der daran massiv verschraubten Dübelleiste nach oben, so dass die Dübel des externen Bewehrungselements aus dem Betonkörper herausgezogen werden. Die statischen Lasten wurden beidseitig synchron mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 10 kN/s aufgebracht. In 50 kN-Stufen wurde angehalten, um den jeweiligen Zustand der Probekörper zu dokumentieren (Rissbild im Beton). Die Belastung wurde bis zum Versagen gesteigert. Hierbei wurden die Verformungen der Weggeber, der Vertikalschlupf der Verbundfuge und die Spannungen der Stahldübel kontinuierlich aufgezeichnet.



**Abbildung 3-130: (li.) Versuchsaufbau des Pull-Out-Versuchs, Nr. 1
(le.) Test setup of pull-out test 1**

**Abbildung 3-131: (re.) Versuchsaufbau des Pull-Out-Versuchs, Nr. 2
(ri.) Test setup of pull-out test 2**

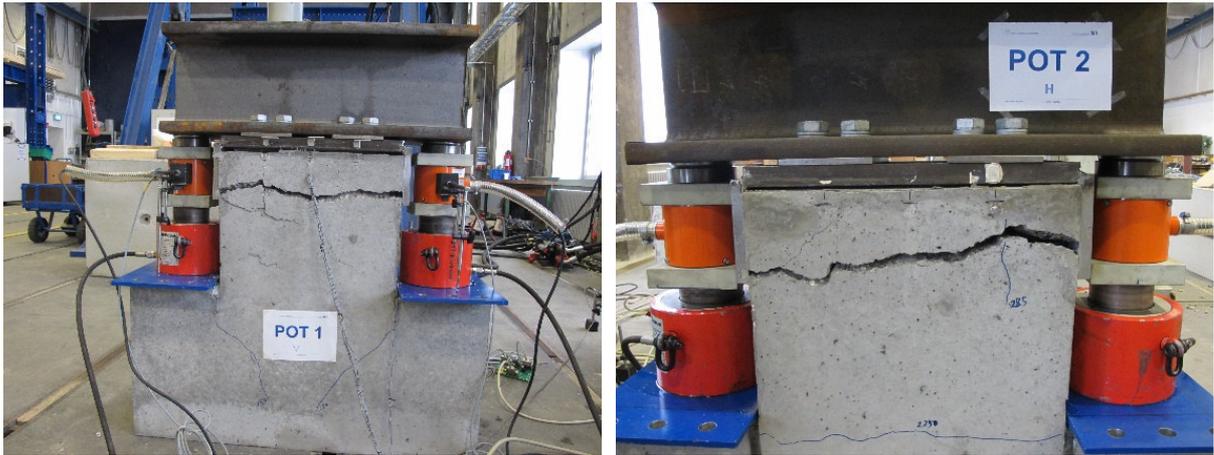
3.3.6 Versuchsergebnisse Test results

3.3.6.1 Versagen Failure

Das Versagen äußert sich im Entstehen eines horizontalen Risses im Beton und trat bei beiden Probekörpern gleichermaßen auf (Abbildung 3-132 und Abbildung 3-133). Bei Probekörper 1 traten die ersten Risse bei 120 kN auf. Es handelt sich hierbei um geneigte Risse im unteren Bereich des Betonkörpers am Übergang der Verbreiterung zur Aufnahme der Hydraulikzylinder. Diese Rissbildung steht im Zusammenhang mit der Lasteinleitung in die Konsolen des Fußbereichs des Probekörpers, hat jedoch nicht mit der Dübelverankerung zu tun. Bei Erreichen einer Last von 150 kN wurde zwischen Stahlflansch und Beton ein Schlupf von ca. 0,5 mm registriert, der mit steigender Last weiter anstieg. Bei einer Last von 250 kN (pro Stahldübel) war das externe Bewehrungselement um ca. 3 mm aus dem Beton herausgezogen.

Die Resultate des Probekörpers Nr. 2 waren vergleichbar mit denen des Probekörpers Nr. 1. Die ersten geneigten Risse im Fußbereich des Probekörpers Nr. 2 waren wieder bei 125 kN zu beobachten. Es wurde eine maximale Auszugskraft von 280 kN pro Stahldübel erreicht.

Die Kraft-Verformungskurve in Abbildung 3-136 zeigt die Entwicklung der Vertikalverschiebung zwischen der Externen Bewehrung und dem Beton über die ansteigende Belastung.

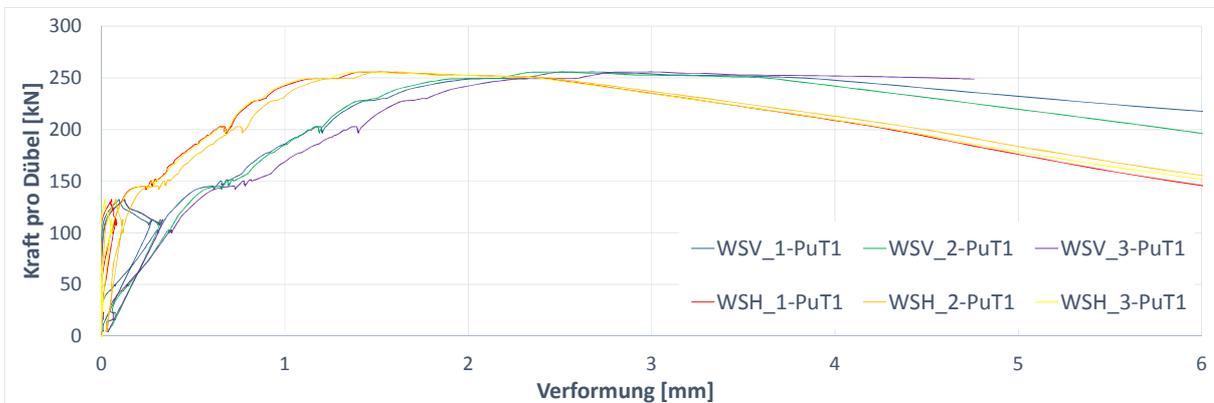


**Abbildung 3-132: (li.) Versagen des Pull-Out-Versuchs Nr. 1
(le.) Failure of Pull-Out Test 1**

**Abbildung 3-133: (re.) Versagen des Pull-Out-Versuchs Nr. 2
(ri.) Failure of Pull-Out Test 2**

3.3.6.2 Verformungen Deformation

Die Vertikalverschiebungen zwischen den Stahl-Flanschen und dem Beton wurden jeweils auf der Vorderseite und auf der Rückseite erfasst. Die Messergebnisse sind in Abbildung 3-134 und Abbildung 3-135 dargestellt. Die Verläufe mit den Bezeichnungen WSV zeigen die Ergebnisse der Weggeber auf der Vorderseite; die Bezeichnungen WSH identifizieren die Geber auf der Rückseite. Die Kraft-Verschiebungs-Diagramme zeigen eine sehr gute Übereinstimmung untereinander und belegen ein sehr symmetrisches Verhalten bei beiden Versuchen, welches theoretisch auch so zu erwarten ist. Obwohl in Versuch Nr. ??? die Verschiebungen auf der Vorderseite schneller als auf der Rückseite anwachsen, sind die Unterschiede insgesamt gering und haben keinen signifikanten Einfluss auf die Versagenslast der Probekörper.



**Abbildung 3-134: Kraft-Verschiebungs-Verläufe (Versuch Nr. 1)
Force-slip curve of PuT 1**

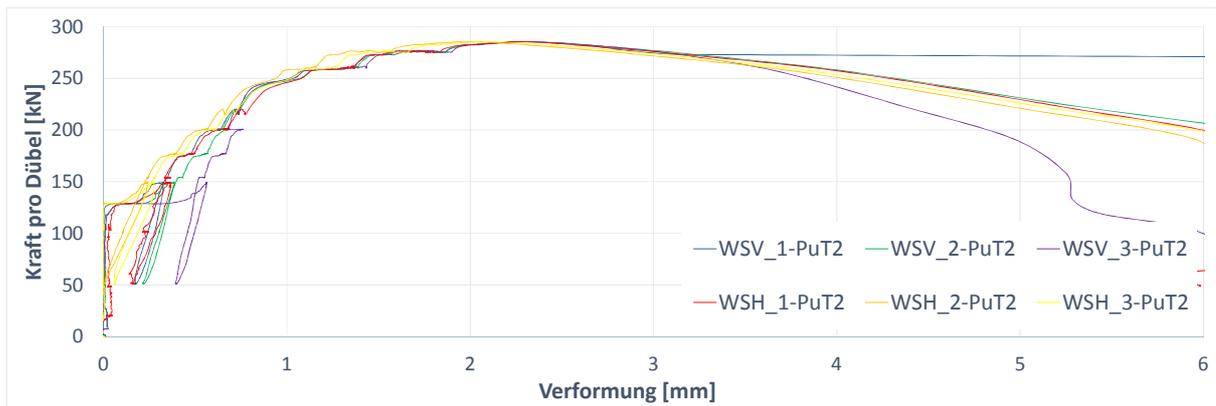


Abbildung 3-135: Kraft-Verschiebungsverläufe (Versuch Nr. 2)
Force-slip curve of PuT 2

Zum Vergleich der beiden Versuche wurden die Durchschnittswerte, gebildet aus den Kurven WSV3 und VSH3, herangezogen. Wie in Abbildung 3-136 ersichtlich, ist der Schlupf zwischen Stahlflansch und Beton für Belastungen unterhalb von 125 kN nahezu Null, und die Stahl- und Betondübel wirken im Verbund im ungeschädigten Zustand I. Sobald die Last von 125 kN überschritten wird, tritt ein vertikaler Schlupf von 0,25 mm auf, d.h der Stahldübel muss sich im Betongefüge bewegt haben, was die Verbundwirkung herabsetzt. Somit wird die Auszugssteifigkeit des Verbunddübels in vertikaler Richtung reduziert. Mit weiterer Lastzunahme steigt der Schlupf überproportional stark an. Bei Erreichen eines oberen Limits von ca. 3 mm wird die maximale Traglast gegen Herausziehen erreicht.

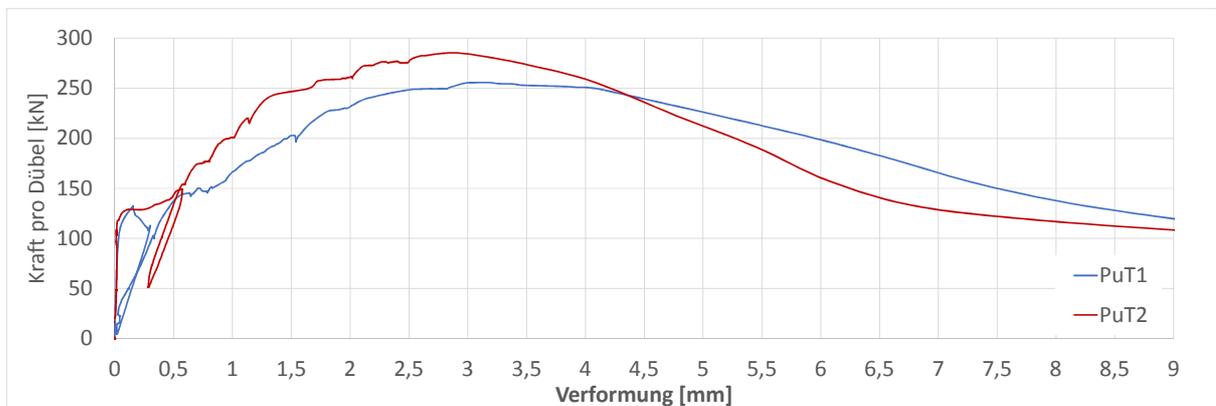


Abbildung 3-136: Vergleich der Last-Verformungskurven
Comparison of the Force-slip curve

3.3.6.3 Stahlspannungen Stresses on steel

In Abbildung 3-137 and Abbildung 3-138 sind für beide Versuche die Spannungen der instrumentierten Bewehrungsstäbe (Vertikalverbügelung) ausgewertet und dargestellt. Aus beiden Abbildungen geht hervor, dass die Bewehrung bei ca. 125 kN Last (pro Dübel) aktiviert wird, d.h. sobald der erste geneigte Riss im Betonkörper auftritt. Bei weiterer Laststeigerung nehmen die Spannungen näherungsweise linear bis zur Versagenslast zu. Bis zum Versagen bleiben die Stahlspannungen der Bügelbewehrung jedoch im elastischen Bereich und es tritt kein Fließen ein. Die zugehörigen Bewehrungskräfte sind in Tabelle 3-34 und

Tabelle 3-35 ausgewertet.

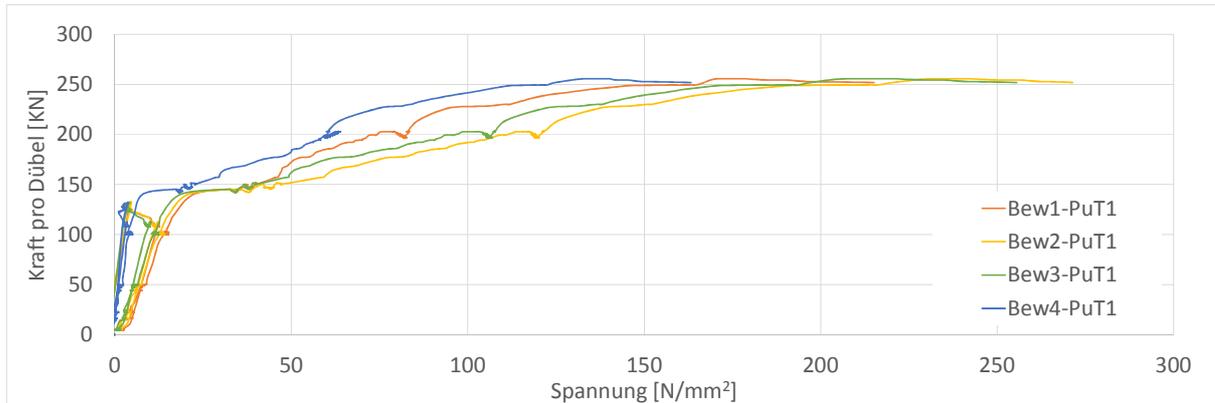


Abbildung 3-137: Spannungen der Bewehrung (Versuch 1)
stresses in reinforcement of PuT1

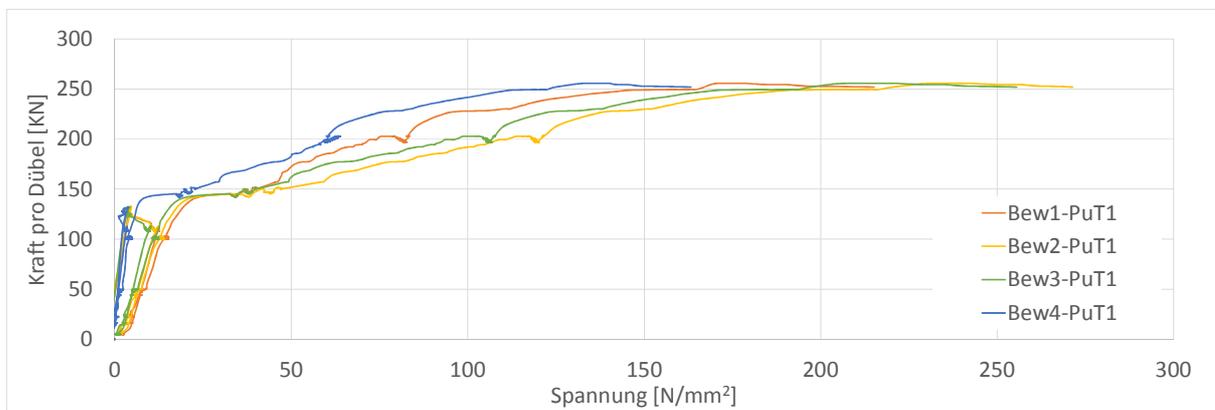


Abbildung 3-138: Spannungen der Bewehrung (Versuch 2)
Stresses in reinforcement of PuT2

Tabelle 3-34: Kräfte in den Bewehrungsstäben (Versuch 1)
Forces in vertical reinforcement (PuT1)

| Zylinder 1 | Zylinder 2 | Bew1-PuT1 | Bew2-PuT1 | Bew3-PuT1 | Bew4-PuT1 | Sum-Bew |
|------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------|
| kN | kN | kN | kN | kN | kN | kN |
| 0,0 | 0,1 | -0,2 | -0,2 | -0,2 | -0,3 | -1,5 |
| 20,0 | 15,7 | -0,2 | -0,2 | -0,1 | -0,1 | -1,2 |
| 43,7 | 40,4 | 0,0 | -0,1 | 0,0 | 0,1 | -0,1 |
| 108,1 | 107,3 | 0,5 | 0,5 | 0,4 | 0,3 | 2,6 |
| 136,9 | 135,9 | 0,6 | 0,6 | 0,5 | 0,5 | 3,4 |
| 149,7 | 151,4 | 5,8 | 6,5 | 5,7 | 3,1 | 33,4 |
| 174,8 | 176,3 | 7,8 | 11,5 | 9,2 | 6,4 | 54,2 |
| 200,9 | 200,1 | 11,5 | 17,2 | 15,0 | 9,5 | 81,8 |
| 226,2 | 223,8 | 14,5 | 21,1 | 18,7 | 11,5 | 101,4 |
| 249,5 | 244,3 | 25,4 | 33,3 | 29,8 | 18,9 | 166,1 |
| 255,7 | 250,0 | 27,5 | 37,3 | 34,1 | 21,6 | 185,4 |

Tabelle 3-35: Kräfte in den Bewehrungsstäben (Versuch 2)
Forces in vertical reinforcement (PuT2)

| Zylinder 1 | Zylinder 2 | Bew1-PuT2 | Bew2-PuT2 | Bew3-PuT2 | Bew4-PuT2 | Sum-Bew |
|------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------|
| kN | kN | kN | kN | kN | kN | kN |
| 0,0 | -0,1 | 0,1 | 0,0 | 0,1 | 0,1 | 0,3 |
| 20,2 | 21,9 | 0,2 | 0,1 | 0,2 | 0,2 | 0,9 |
| 42,3 | 45,4 | 0,4 | 0,4 | 0,3 | 0,4 | 2,3 |
| 108,6 | 49,5 | 1,0 | 0,7 | 0,6 | 0,8 | 66,2 |
| 148,5 | 104,1 | 20,5 | 15,7 | 9,7 | 15,5 | 82,9 |
| 160,3 | 160,1 | 23,1 | 17,9 | 11,2 | 18,4 | 111,7 |

...Tabelle wird auf der nächsten Seite fortgesetzt

| | | | | | | |
|-------|-------|------|------|------|------|-------|
| 179,3 | 177,3 | 29,0 | 21,8 | 13,7 | 23,2 | 138,6 |
| 200,7 | 197,5 | 35,3 | 24,4 | 16,2 | 28,8 | 164,3 |
| 223,5 | 217,7 | 47,8 | 27,0 | 21,2 | 38,4 | 209,2 |
| 258,7 | 252,2 | 54,8 | 30,6 | 26,2 | 46,7 | 243,7 |
| 271,2 | 264,4 | 58,3 | 32,4 | 29,3 | 50,1 | 260,8 |
| 284,4 | 278,1 | 71,2 | 36,8 | 37,4 | 60,3 | 313,6 |
| 285,4 | 279,2 | 74,6 | 38,0 | 38,3 | 61,6 | 325,2 |

Die Dehnmessstreifen auf den Stahldübeln zeichnen die Spannungsverteilung entlang der Dübelkontur des Stahldübels auf. Beim Probekörper Nr. 1 wurden einige DMS bei der Herstellung durch das Betonieren beschädigt. Infolgedessen gibt es keine Ergebnisse für die DMS mit den Bezeichnungen D_2_2, S_1_1 und S_2_3. Die Spannungsverteilung der Stahldübel ist in den folgenden Abbildungen (Abbildung 3-139 bis Abbildung 3-142) dokumentiert.

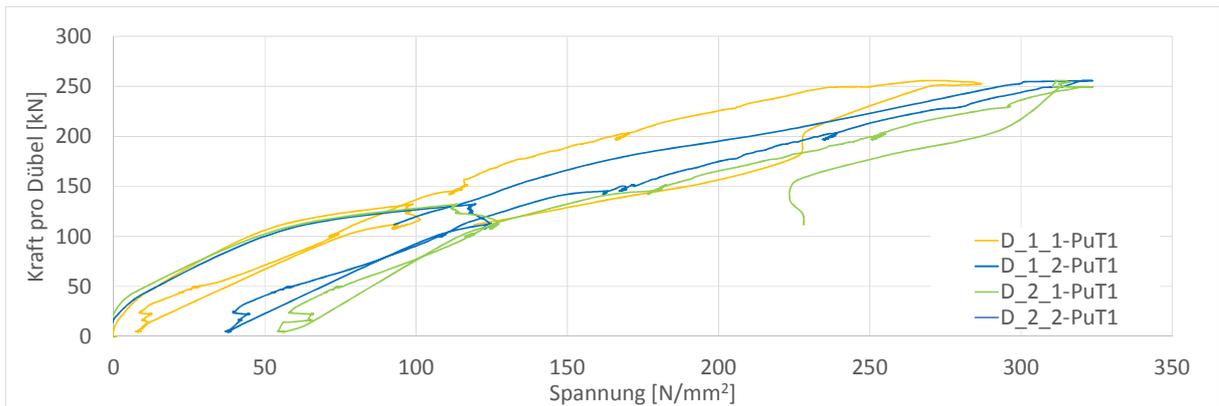


Abbildung 3-139: Spannungen am Dübelkopf (Versuch Nr. 1)
Stresses on the heads of dowels (PuT1)

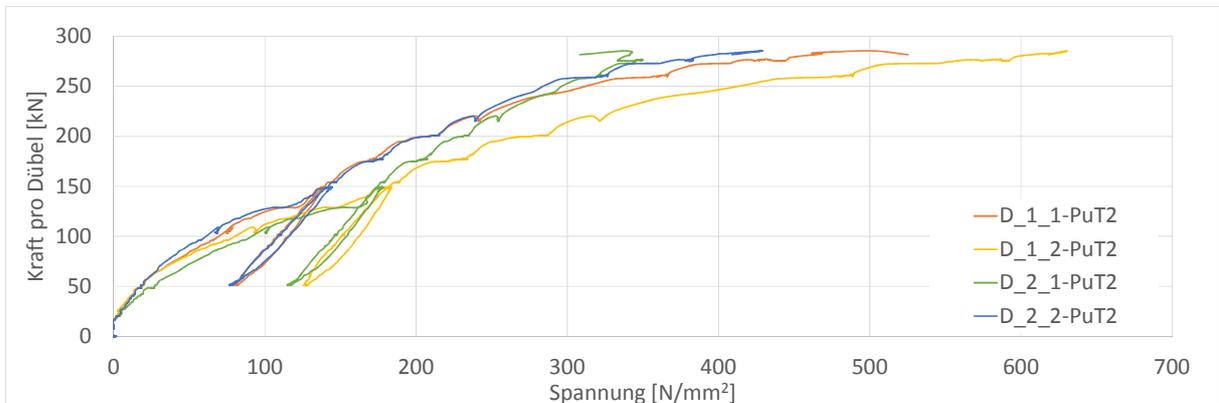


Abbildung 3-140: Spannungen am Dübelkopf (Versuch Nr. 2)
Stresses on the heads of dowels (PuT2)

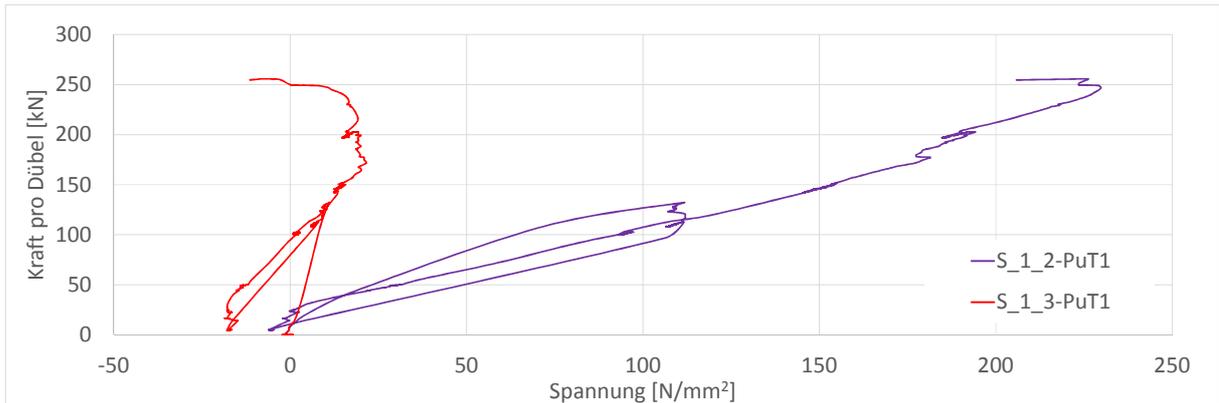


Abbildung 3-141: Spannungen in der Mitte des Dübels (Versuch Nr. 1)
Stresses on the middle of the dowel (PuT1)

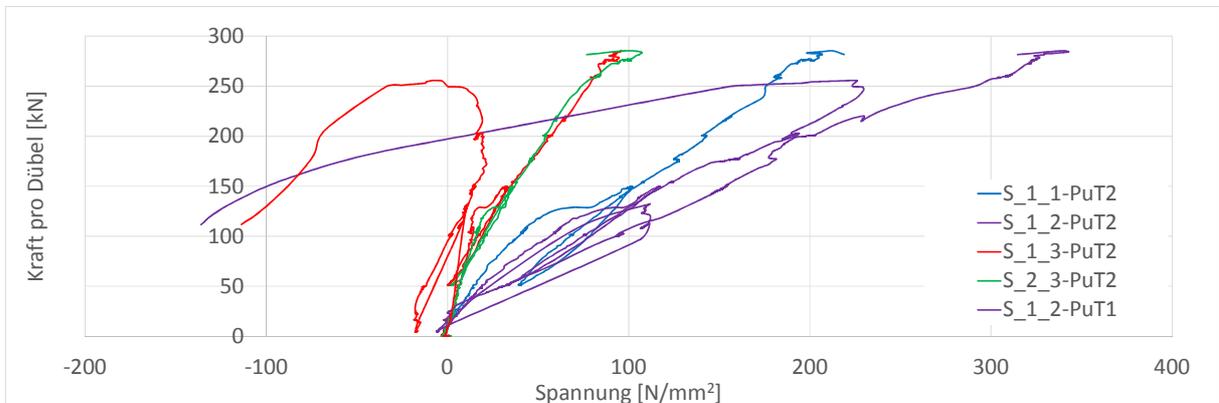


Abbildung 3-142: Spannungen in der Mitte des Dübels (Versuch Nr. 2)
Stresses on the middle of the dowel (PuT2)

Bei beiden Versuchen zeigen die gemessenen Spannungsverteilungen erwartungsgemäß eine große Übereinstimmung entsprechend der symmetrischen Belastungssituation beider Stahldübel. Die Ergebnisse entsprechen qualitativ dem zu erwarteten Tragverhalten der Verbunddübel unter vertikalen Auszugslasten. Bei Versuch Nr. 1 wurden bei Erreichen der Traglast Stahlspannungen von ca. 300 N/mm² gemessen, was unterhalb der Fließspannung des Profils liegt, so dass die Stahldübel ein rein elastisches Verhalten zeigten. Beim Versuch Nr. 2 traten bei einem der beiden Stahldübel bei Erreichen der Versagenslast ebenfalls nur Spannungen im elastischen Bereich auf, während der andere Dübel im Dübelkopfbereich Spannungen bis ca. 600 N/mm² erreichte, so dass von lokalen plastischen Deformationen ausgegangen werden kann. Vergleicht man beide Versuche, so tritt das maßgebende Versagen in beiden Versuchen übereinstimmend durch Rissbildung im Beton im umgebenden Dübelbereich auf. Das Stahlversagen der Dübel infolge von plastischen Verformungen und Fließen des Stahls spielt hierbei keine maßgebende Rolle (obwohl im Versuch Nr. 2 lokal am Dübelkopf eines der beiden Dübel die Fließspannung knapp erreicht wurde).

3.3.6.4 Vergleich und Zusammenfassung Comparison and conclusion

Die Resultate der Auszugsversuche belegen, dass sich die Tragkapazität der externen Bewehrung bzw. deren Stahldübel in vertikaler Richtung in einem Bereich zwischen 200-250 kN pro Dübel (basierend auf der MCL-Klothoidenform der im Projekt P967 behandelten Dübelgeometrie) bewegt. Ergänzend hierzu wurde ein material-nichtlineares finites Elementmodell zur rechnerischen Bestimmung der Auszugstragfähigkeit einzelner Stahldübel mit der Software Sofistik erstellt [CO99]. Die damit per FE-Simulation errechnete charakteristische Dübeltragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Annahme mittlerer charakteristischer Materialeigenschaften beträgt ca. 220 kN, was durch die Versuchsergebnisse qualitativ und quantitativ gut bestätigt wird (Abbildung 3-143).

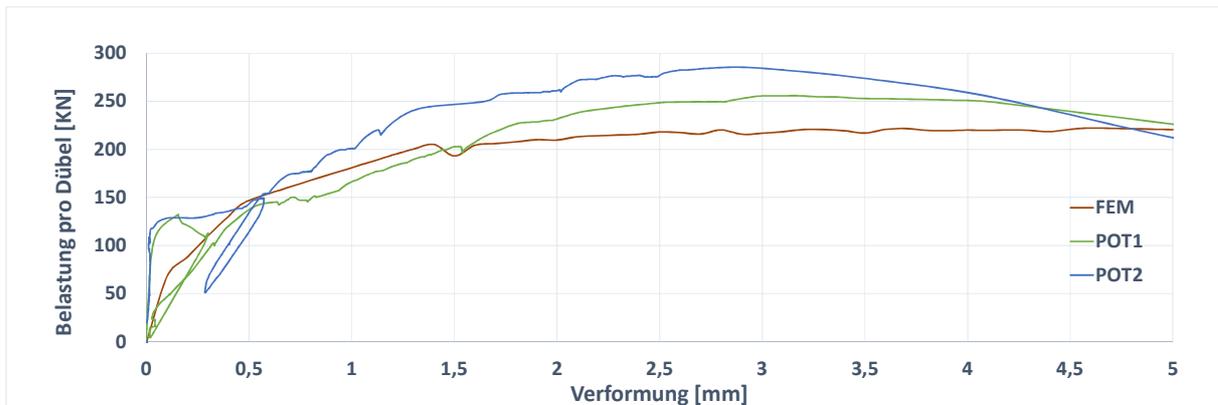


Abbildung 3-143: Kraft-Weg-Verlauf im Auszugsversuch (pro Einzeldübel)
Force-slip curve for Pull-out test (per dowel)

Die aus den Versuchen ermittelten Kraft-Verformungsbeziehungen der Auszugsversuche zeigen im Detail das strukturelle Verhalten der Verbundverdübelung unter reinen Auszugskräften. Die Ergebnisse weisen darauf hin, dass das Versagen maßgeblich von der Rissbildung des den Stahldübel umgebenden Betons beeinflusst wird. Auf Basis dieses Versagensverhaltens im Pull-Out-Versuch konnte ein vereinfachtes Bemessungsmodell entwickelt werden, bei dem die Zugkraft vom Stahldübel in die umgebende Bügelbewehrung übertragen wird und daraus die maximal aufnehmbare Zugkraft des Verbunddübels resultiert.

Wie in Abbildung 3-144 dargestellt, wird eine auf den Stahldübel wirkende Zugbeanspruchung in Form von kurzen Druckstreben vom Beton in die geschlossene Bügelbewehrung zwischen den Stahldübeln zurückgehängt. Aufgrund der im Verhältnis großen Breite des Balkenquerschnitts unterliegt der Beton im kraftübertragenden Bereich zwischen Stahldübel und Bügelbewehrung einer allseitigen Umschnürung, so dass ein dreidimensionaler Druckspannungszustand vorliegt, wodurch sich die effektive Bruchfestigkeit des Betons erhöht. Die maximale Beanspruchung im Sinn einer Teilflächenpressung kann wie folgt auf Basis des Eurocode 2 [EN1992] bestimmt werden:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (3-35)$$

Mit: A_{c0} Belastungsfläche

A_{c1} maximale rechnerische Verteilungsfläche mit geometrischer Ähnlichkeit zu A_{c0}

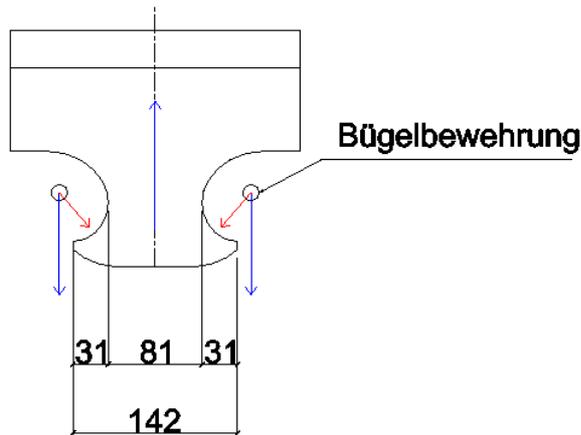


Abbildung 3-144: Übertragung der Auszugskraft vom Stahldübel auf die Bügelbewehrung
Transfer of the tensile force from dowel to reinforcement

Auf Basis der zuvor genannten Annahmen kann die aufnehmbare Betondruckspannung um den Faktor 3 erhöht werden:

$$\sigma_{cd \max} = 3,0 \cdot f_{cd} \frac{N}{\text{mm}^2} = 3,0 \cdot 40 = 120 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Die Kontaktfläche kann ausgehend von Abbildung 3-144 ermittelt werden, wobei die Dicke des Stahldübels 18,5 mm beträgt:

$$A_{\text{contactarea}} = \sqrt{2} \cdot 2 \cdot 31 \cdot 18,5 = 1622 \text{ mm}^2$$

Daraus ergibt sich eine maximale aufnehmbare Zugkraft von

$$F_{p,d} = \sigma_{cd \max} \cdot A_{\text{contactarea}} = 120 \cdot 1622 = 194640 \text{ N} = 194,6 \text{ kN}$$

Auch dieses Resultat passt gut zu den Ergebnissen der Auszugsversuche.

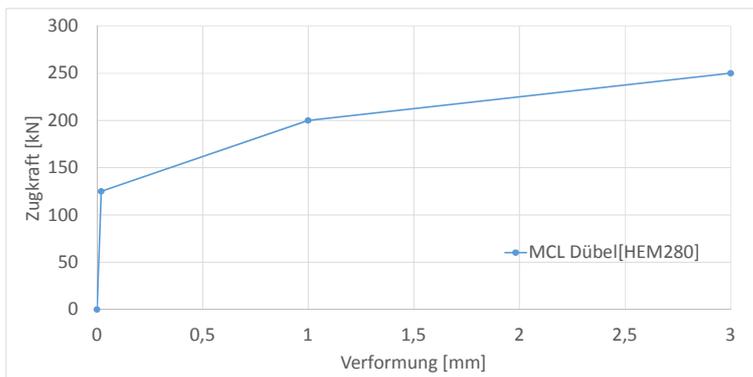


Abbildung 3-145: Vorgeschlagene Kraft-Weg-Beziehung für Auszugsbeanspruchung des Verbunddübels (MCL, HEM280)
Suggested force-slip curve for the composite dowel in case of pull-out-loading (MCL, HEM280)

Als Zusammenfassung der Ergebnisse wird vorgeschlagen, für die Charakterisierung des Kraft-Verformungs-Verhaltens unter Auszugsbeanspruchung Abbildung 3-145 heranzuziehen. Für die maximal aufnehmbare Bemessungskraft $F_{p,d}$ auf Herausziehen wird ein Wert von $F_{p,d} = 200 \text{ kN}$ pro Einzeldübel vorgeschlagen (der vorgeschlagene Wert gilt für die im Projekt P967 untersuchte MCL-Dübelgeometrie in Verbindung mit der Profilverreihe HEM 280).

3.4 Statische Abscherversuche (POT) Static push-out tests (POT)

Zur Untersuchung des statischen Tragverhaltens der Verbunddübelbleiste unter Querzug- und kombinierter Schub-Zug-Beanspruchung wurden Abscherversuche durchgeführt. Neben der maximalen Traglast und der Anfangssteifigkeit ist eine ausreichende Duktilität zur Umlagerung der Schubkräfte entlang der Verbundfuge im Verbundträger von entscheidender Bedeutung. Es wurden insgesamt sechs Abscherversuche mit unterschiedlicher Querzugbeanspruchung und vier Versuche zur Schub-Zug-Interaktion durchgeführt.

3.4.1 Versuchsmatrix Test matrix

In den letzten Jahren wurden zahlreiche experimentelle und theoretische Untersuchungen an der Verbunddübelbleiste zur statischen Tragfähigkeit durchgeführt und Bemessungsmodelle hergeleitet ([JU05], [P621], [SE09], [PR10], [HEI11], [P804]). Es fehlen jedoch Untersuchungen zum Schubtragverhalten in Kombination mit einer Zugbeanspruchung quer zur Verbunddübelbleiste. Auch die Kombination aus Schub und Zug (Herausziehen des Stahldübels aus dem Beton) wurde bisher nicht untersucht. Aus diesem Grund wurden sechs statische Abscherversuche an der Klothoidenbleiste mit vorgespannter Dübelbewehrung durchgeführt. Darüber hinaus wurden in vier Versuchen die kombinierte Beanspruchung aus Querzug sowie dem Herausziehen des Dübels untersucht.

Die durchgeführten Abscherversuche wurden unter Berücksichtigung der verwendeten Stahlprofile gegenüber den Abmessungen des Standard Push-Out Körpers nach DIN EN 1994-1-1, Anhang B [EN1994] in der Breite und Höhe der Betonplatte verändert.

Tabelle 3-36 gibt eine Übersicht über die durchgeführten Versuche mit den Parametern Betongurthöhe h_c , Blechdicke t_w , Betondeckungen c_o und c_u , Bewehrungsgrad ρ , Betonfestigkeitsklasse, Stahlgüte, Querzug F_{quer} , Zugkraft F_{Zug} und Rissbreite w über der Verbunddübelbleiste. Bei allen Versuchen wurde eine Dübelbewehrung $2\text{Ø}15$ je Ausnehmung angeordnet und ausreichend verankert. Zusätzlich wurden geschlossene Bügel $\text{Ø}10$ in einem Abstand von 9,5 cm eingelegt (Position 2, Bewehrungsplan siehe Anhang). Die Versuchskörper wurden für das Versagenskriterium Ausstanzen anhand der Formeln aus dem Endbericht P804 [P804] bemessen. Der Einfluss der Querzugbelastung wirkt sich auf dieses Versagen maßgebend aus, da die auftretenden Risse durch den Betonausstanzkegel verlaufen und den Beton in diesem Bereich somit zusätzlich schwächen.

Tabelle 3-36: Übersicht über das Versuchsprogramm (statische Abscherversuche)
Overview about test program (static push-out tests)

| Versuch | Piktogramm | h_c | t_w | c_o | ρ | Beton | Stahl |
|---------|------------|-------|-------|-------|------------------------|--------|-------|
| | | | | c_u | | | |
| | | [mm] | | | | | |
| POT-01 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15,5 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| POT-02 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15,5 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| POT-03 | | | | 50 | | | |
| POT-04 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15,5 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| POT-05 | | | | 50 | | | |
| POT-06 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15,5 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| POT-07 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15,5 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| POT-08 | | | | 50 | | | |
| POT-09 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15,5 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| POT-10 | | | | 50 | | | |

Alle Versuche wurden mit identischen Abmessungen und Materialien hergestellt. Versuch POT-01 wurde als Referenzversuch ohne Querzug durchgeführt. Hierdurch ist der Vergleich mit den Versuchsergebnissen der Serie 2 aus [P804] trotz abweichender Versuchskörperabmessungen möglich. In den Versuchen POT-02 bis POT-06 wurde die Vorspannung in der Dübelbewehrung F_{quer} variiert, um den Einfluss auf das Versagenskriterium Betonausstanzen

zu untersuchen. Der Querzug wurde über einen steifen Stahlrahmen vor Versuchsbeginn aufgebracht (Abbildung 3-146, links). Die Versuche POT-07 und POT-08 wurden zunächst mit 50% der Bemessungslast bzw. POT-09 und POT-10 mit 100% der Bemessungslast nach [DIBT13] belastet. Anschließend wurde die Schubbeanspruchung kraftgesteuert gehalten und die Zugbeanspruchung über Hdydraulikzylinder bis zum Versagen gesteigert. Die vier Hydraulikzylinder waren paarweise auf Höhe des ersten und des dritten Zahns angeordnet. (Abbildung 3-146, rechts).



Abbildung 3-146: Stahlrahmen zur Aufbringung der Querzugbeanspruchung (links), Anordnung der Hydraulikzylinder für die Auszugbeanspruchung (rechts)
Steel frame to apply the transversal load (left), hydraulic jack positions to apply pull-out loads (right)

In den Versuchen mit Querzugbeanspruchung wurden zum Aufbringen der Vorspannkraft zwei hydraulische Zylinder je Betonplatte verwendet, die zwischen einer steifen Stahltraverse, in der die sechs Bewehrungseisen verankert wurden, und dem Stahlrahmen montiert waren (Abbildung 3-146, links). Durch Aufbringen einer Druckkraft wurde die Stahltraverse vom Stahlrahmen weggedrückt wodurch in der Bewehrung eine Vorspannkraft entstand. Zur Kontrolle der Vorspannkraften wurden Dehnungsmessungen an der Bewehrung durchgeführt (vgl. Abbildung 3-147). Hierbei zeigte sich eine nahezu gleiche Dehnungsverteilung, so dass von einer gleichmäßigen Vorspannung ausgegangen werden kann. Nach dem Vorspannen wurde die Betonplatte oben mittels Stahlstreben in den dafür vorgesehenen Öffnungen verspannt, damit sich der Riss entlang der Verbundleiste während der Versuchsdurchführung nicht schließt.

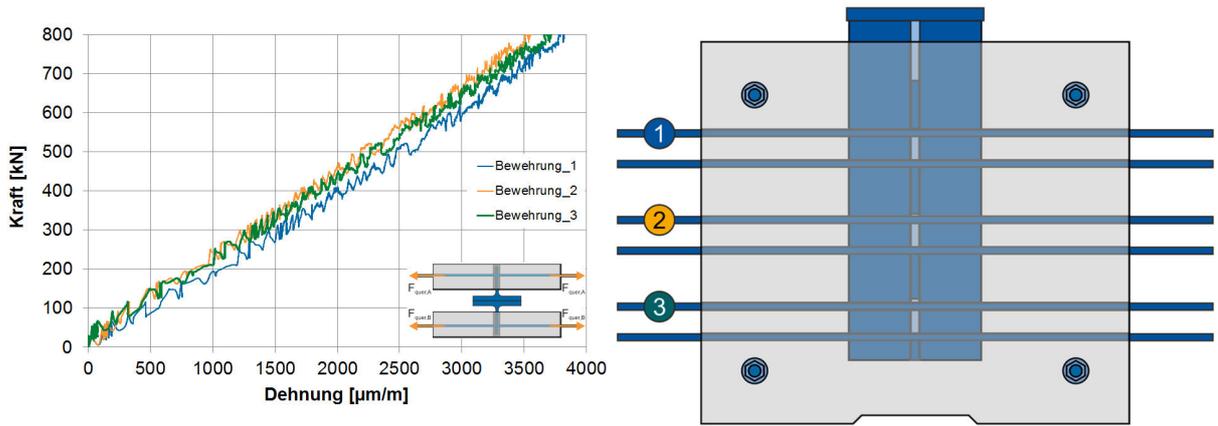


Abbildung 3-147: Dehnungsmessung beim Vorspannen
Strain measurement during pre-loading

Die Probekörper wurden, im Vergleich zu [P804], breiter hergestellt, um eine ausreichende Verankerungslänge und eine vollständige Kräfteinleitung der Vorspannkraft in den Betonkörper zu erhalten. Der eintretende Riss sollte möglichst über der Verbunddübelreihe bzw. im Bereich des Ausbruchkegels liegen.

Tabelle 3-37: Verankerungslänge $l_{b,min}$ in Abhängigkeit des Bewehrungsdurchmessers und der Betongfestigkeit
Anchorage length $l_{b,min}$ in dependence of the reinforcement diameter and concrete strength

| | C 20/25 | C 25/30 | C 30/37 | C 35/45 | C 40/50 | C 45/55 | C 50/60 |
|------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Ø 12 | 241 | 208 | 184 | 166 | 152 | 140 | 131 |
| Ø 14 | 281 | 242 | 214 | 193 | 177 | 164 | 153 |
| Ø 16 | 321 | 277 | 245 | 221 | 202 | 187 | 174 |
| Ø 20 | 401 | 346 | 306 | 276 | 253 | 234 | 218 |

3.4.2 Herstellung Fabrication

Die Klothoiden-Geometrie wurde mittels autogenem Brennschneiden (POT-01 bis 06) bzw. Plasmaschneiden (POT-07 bis 10) in die Walzprofile eingearbeitet.



Abbildung 3-148: Stahlleiste mit Messtechnik (links), Schalung und Bewehrung (Mitte), betonierte Prüfkörper und Materialproben (rechts)
Steel strip with measurement (left), formwork and reinforcement (middle) and material tests (right)

Die statischen Versuche bestanden aus zehn identischen Versuchskörpern, die in vier Betoniervorgängen (2x3 bzw. 2x2 Versuchskörper) hergestellt wurden. Die Push-Out-Körper wurden entsprechend den Bedingungen im Verbundträger liegend mit der Klothoidenleiste nach oben betoniert (Abbildung 3-148, Mitte). Als Dübelbewehrung wurde Ankerstabstahl St 750-875 mit Gewinderippen mit einem Nenndurchmesser von 15,5 mm nach [DIBT10] verwendet, Abbildung 3-148 Mitte. Die Ankerstäbe wurden bei den Querzug-Versuchen aus der Schalung herausgeführt, um die Enden im Versuch in den Stahlrahmen einspannen zu können. In den vier Versuchen zur Schub-Zug-Interaktion wurde die Dübelbewehrung im Betonkörper verankert. Durch die höhere Zugfestigkeit soll ein Fließen der Bewehrung infolge der Vorspannung verhindert werden. In den Versuchen POT-01 bis POT-06 wurden neben Hüllrohren an den vier Ecken des Betonkörpers, um Zugstangen während des Versuchs anordnen zu können, auch je Betonplatte zwei Rechteckhohlprofile 70x70x3 auf der Seite der Lasteinleitung einbetoniert, um ein Schließen des Risses während der Versuchsdurchführung durch eine Stahlspreize zu verhindern (vgl. Schalungsplan im Anhang). Nach Herstellung der Schalung und des Bewehrungskorbes wurden die Versuchskörper und die Materialproben (150-mm-Würfel und Zylinder) mit Transportbeton betoniert (Abbildung 3-148, rechts). Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen sind in der folgenden Versuchsauswertung angegeben. Die Materialproben wurden zusammen mit den Versuchskörpern in der Versuchshalle gelagert. Die Nachbehandlung erfolgte durch Abdeckung mit feuchten Tüchern und Folie. Da die Versuche aus zwei einzelnen Stahlprofilen bestanden, konnten die Betonplatten an einem Tag betoniert und nach Erhärtung des Betons zusammengeschweißt werden.

3.4.3 Messtechnik Measurement instrumentation

Das Messprogramm (Abbildung 3-149) für die Querzugversuche war bei allen Versuchskörpern identisch. Die Relativverschiebung zwischen den Betonplatten und der Klothoidenleiste (Schlupf) wurde mit insgesamt vier Wegaufnehmern (WA) aufgezeichnet. Jeweils zwei Wegaufnehmer befanden sich auf Höhe des mittleren Verbundmittels sowie am Ende des Stahlprofils. Die Rissbreite infolge der Vorspannung (außer im Referenzversuch) wurde mit vier Weg-

aufnehmern zwischen den Verbundmitteln gemessen. Die Dehnungen im Stabstahl, zu Ermittlung der Vorspannkraft in der Bewehrung, wurden mit sechs Dehnungsmessstreifen (DMS) gemessen. Diese DMS wurden je Probekörperseite an den drei oberen Stabstählen außerhalb des Betons appliziert. Zusätzlich wurde die Stauchung mit zwei Wegaufnehmern je Betonplatte erfasst. Zur Begrenzung der Abhebungen zwischen Stahlprofil und Betongurt wurden Zugstangen eingesetzt, die durch die dafür vorgesehenen Öffnungen geführt wurden. Diese Zugstangen waren mit Dehnungsmessstreifen versehen, um die auftretenden Kräfte Z_{Stange} messtechnisch erfassen zu können.

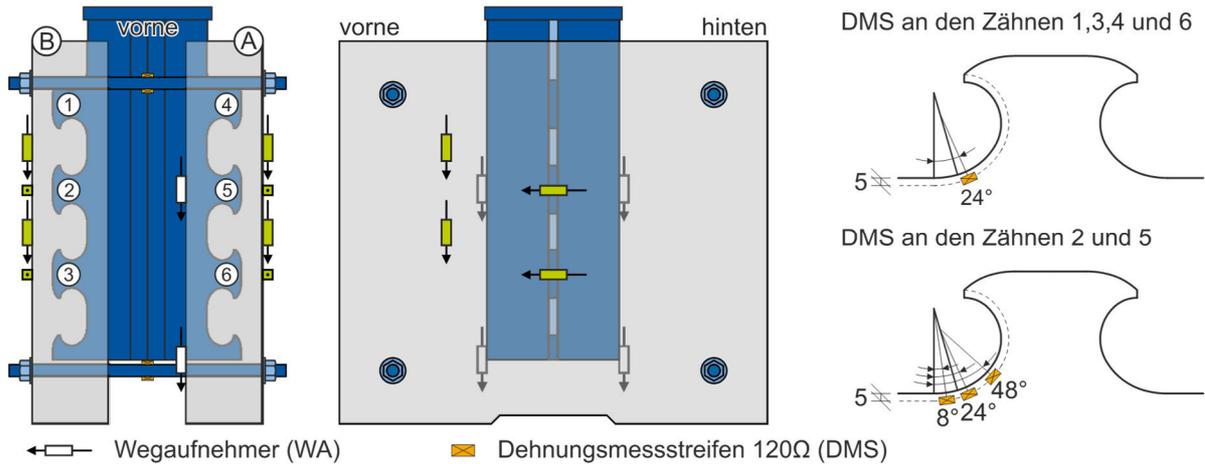


Abbildung 3-149: Messtechnik der statischen Versuche mit Querzug (POT-01 bis 06)
Measurement instrumentation of static tests with transversal load

Die örtlichen Stahldehnungen wurden mithilfe von Stahl-DMS (120 Ω) gemessen. Auf beide Stahlträger wurden im Bereich der erhöhten Spannungen (Hotspot-Lage) je fünf DMS appliziert. Am ersten und letzten Zahn wurde je ein DMS bei 24° angeordnet. Der mittlere Zahn wurde mit drei DMS (8°, 24°, 48°) bestückt. Zusätzlich wurden in den Schnitten zwischen den Verbunddübeln ein DMS am Steg und ein DMS am Flansch angeordnet. Alle DMS wurden in einem Abstand von 5 mm zur Brennschnittkante appliziert und vom Beton abgeschirmt. (Abbildung 3-149, rechts)

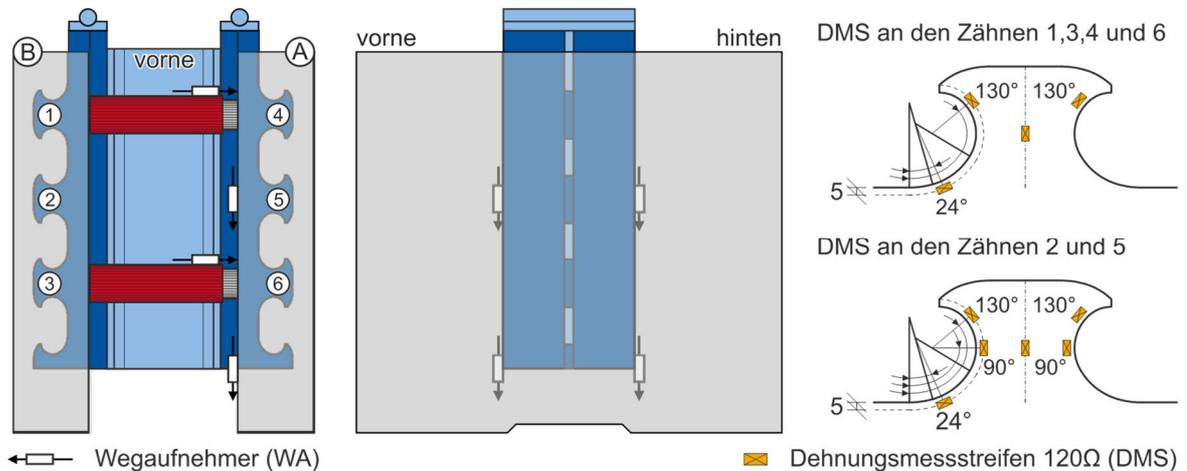


Abbildung 3-150: Messtechnik der statischen Schub-Zugversuche (POT-07 bis 10)
Measurement instrumentation of static shear-pull-tests

Für die Versuche mit kombinierter Schub-Zug-Beanspruchung (POT-07 bis POT-10) wurde das Messprogramm in Abbildung 3-150 gewählt. Analog zu den Versuchen POT-01 bis POT-06 wurde der Schlupf in der Verbundfuge mit insgesamt vier Wegaufnehmern (WA) gemessen. Jeweils zwei Wegaufnehmer befanden sich auf Höhe des mittleren Verbundmittels sowie am Ende des Stahlprofils. Da die Lukas-Hydraulikzylinder keine eigene Erfassung des Zylinderhubs haben wurden hier zusätzliche vier WA angeordnet. Zugstangen wurden in diesen Versuchen nicht angeordnet.

Die Stahldehnungen wurden mithilfe von Stahl-DMS (120 Ω) gemessen (Abbildung 3-150, rechts). Um eine kontrollierte und gleichmäßige Auszugskraft auf alle sechs Stahlzähne zu erhalten, wurden im Bereich des Stahldübelkopfes drei bzw. an den mittleren Stahlzähnen (Nr. 2 und 5) fünf DMS appliziert. Je Stahldübel und Winkel wurden immer zwei DMS appliziert, so dass es immer eine Rückfallebene im Fall von defekten DMS gab. Im Bereich der erhöhten Spannungen (Hotspot-Lage) wurde nur ein DMS (24°) angeordnet. In den Schnitten zwischen den Stahldübeln wurden zusätzlich ein DMS am Steg und ein DMS am Flansch angeordnet. Alle randnahen DMS wurden in einem Abstand von 5 mm zur Brennschnittkante appliziert und vom Beton abgeschirmt.

3.4.4 Versuchsdurchführung und –auswertung **Test procedure and evaluation**

Alle Versuche wurden analog zur Versuchsdurchführung nach [EN1994], Anhang B durchgeführt. Zu Beginn der statischen Abscherversuche POT-02 bis POT-06 wurde der Querzug über einen Stahlrahmen und Hydraulikpressen auf die beiden Betonkörperhälften aufgebracht. Nach Erreichen der Zugkraft in der Dübelbewehrung wurden diese am Stahlrahmen verschraubt und die Zylinderkraft wieder abgelassen. Zur Lösung des Haftverbundes wurden, wie in [EN1994] für den Standard Push-Out Test gefordert, 25 Lastwechsel mit einer Oberlast von 40 % und einer Unterlast von 5 % der erwarteten Bruchlast bei allen zehn POT durchgeführt (Abbildung 3-151, links). In den Versuchen POT-01 bis POT-06 (Querzug) wurde die Last bis zum Erreichen der Traglast mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit gesteigert. Im plastischen Bereich wurde die Belastung manuell weggeregelt. Damit war es auch möglich, den abfallenden Ast nach Erreichen der Maximallast zu erfassen. Davon Abweichend wurde die Zylinderkraft in den Abscherversuchen POT-07 bis POT-10 nur bis 50% bzw. 100% der Bemessungslast nach [DIBT13] aufgebracht. Anschließend wurde die Kraft der Lukas-Hydraulikzylinder bis zum Versagen gesteigert. Die Versuchsdauer betrug zwischen 30 und 80 Minuten. In der Regel wurde der Versuch nach Wiedererreichen von 80 % der maximalen Last abgebrochen, um eine weitere Schädigung des Versuchskörpers zu vermeiden. Zur Untersuchung des aufgetretenen Versagens wurde der Körper entlang der Verbundfuge aufgesägt und analysiert.

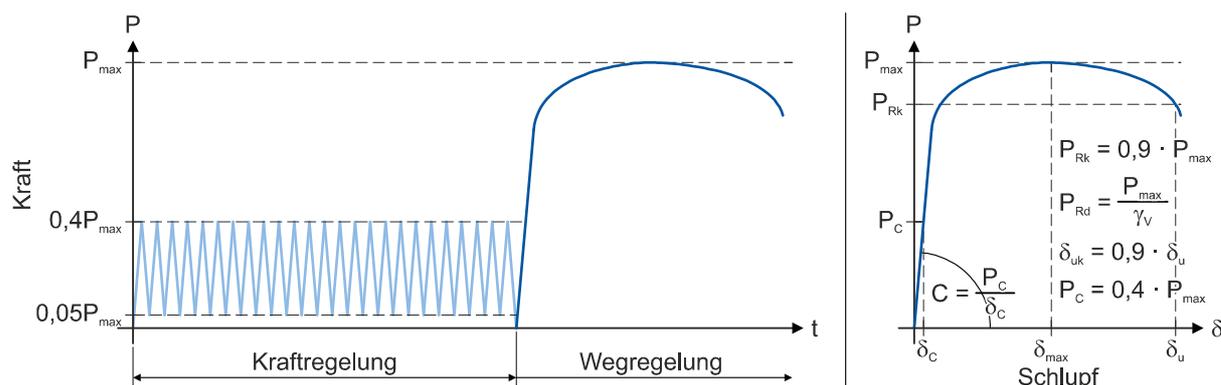


Abbildung 3-151: Versuchsdurchführung (links), Versuchsauswertung (rechts)
Test procedure (left), test evaluation (right)

Die Auswertung der Dübelkennlinie ist im Eurocode 4 [EN1994] beschrieben. Am Beispiel von Kopfbolzendübeln werden die wesentlichen Anforderungen für Verbundmittel, die außerhalb des Geltungsbereichs von [EN1994] liegen, formuliert. Das vereinfachte Nachweisverfahren nach [EN1994] sieht vor, dass bei einem geringen Probenumfang (mindestens drei Versuche) der Versuch mit der kleinsten erreichten Tragfähigkeit bzw. Duktilität maßgebend ist. Die aus der Dübelkennlinie abzuleitenden Größen sind die Maximallast P_{max} , die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} bei 90 % der Maximallast, der Bemessungswert der Tragfähigkeit P_{Rd} sowie das Verformungsvermögen δ_u und dessen charakteristischem Wert δ_{uk} (Abbildung 3-151, rechts). Ein Verbundmittel ist gemäß [EN1994] als duktil einzustufen, wenn δ_{uk} mindestens 6 mm beträgt.

Für die Eignung der Verbundmittel in Verbundkonstruktionen ist neben der Duktilität und der maximalen Tragfähigkeit des Verbundmittels P_{max} auch die Anfangssteifigkeit C von wesentlicher Bedeutung, da die Verbundfuge im Träger sehr steif sein muss, um ein Zusammenwirken von Stahlträger und Betongurt bereits bei geringen Verformungen zu ermöglichen. Die Steifigkeit C_{ini} des Verbundmittels ist der Sekantenmodul des linear-elastischen Bereichs der Dübelkennlinie und wird im Anschluss an die durchgeführten Lastwechsel abgelesen.

3.4.5 Versuchsergebnisse statische Abscherversuche

Test results static push-out tests

3.4.5.1 Statischer Referenzversuch POT-01

Static reference test

Der erste Versuch wurde als Referenzversuch ohne Querzug durchgeführt, wobei die Auslegung für Betonausstanzen [P804] erfolgte. Der Versuchskörper wurde identisch zu den restlichen Versuchen hergestellt, siehe Abschnitt 3.4.2. Die Dübelbewehrung St 750-875 [DIBT10] mit einem Durchmesser von 15,5 mm wurde vor dem Abscherversuch nicht vorgespannt. Die 25 Lastzyklen zur Lösungen des Haftverbunds wurden anhand der Vorbemessung mit $P_o = 800$ kN und $P_u = 100$ kN durchgeführt.

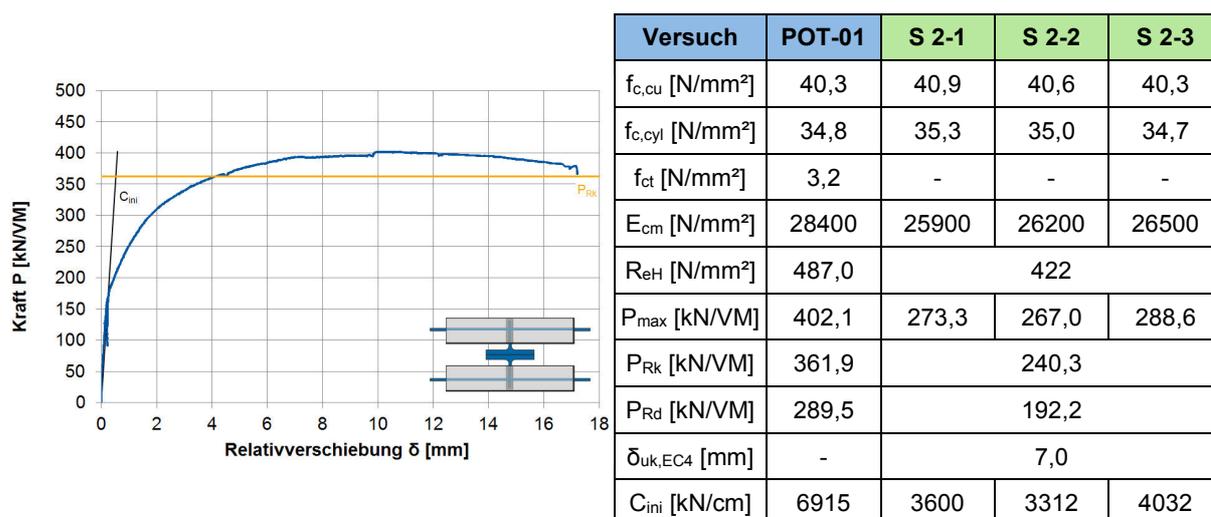


Abbildung 3-152: Versuchsergebnis POT-01 (Referenz)

Test result POT-01 (reference)

Während des Versuchs trat der erste Riss augenscheinlich bei ca. 700 kN Zylinderkraft auf. Der erste Riss verlief entlang der Verbunddübelleiste. Mit zunehmender Last bildeten sich weitere Spaltrisse. Bei etwa 175 kN/Verbundmittel (VM) nahmen die plastischen Verformungen deutlich zu, bis die Maximallast $P_{max} = 402,1$ kN/VM erreicht wurde. Damit ergibt sich ein $P_{Rk} = 361,9$ kN/VM mit einer Abweichung von 1,1 % zur Bemessungslast $P_{theo} = 358,1$ kN/VM nach [P804].

Zur Bewertung des Versuchsergebnisses wird dieses mit der Serie 1 (Stahlversagen) und Serie 2 (Betonausstanzen) aus dem FOSTA-Projekt P804 [P804] verglichen. In allen Versuchen wurde die Klothoidenleiste CL 200/80 und der Beton C30/37 verwendet. Die Stegdicke von 15,5 mm (P804) erhöhte sich im Referenzversuch auf 21,0 mm. Im Vergleich zu Serie 1 mit ähnlichen Betondeckungen ($c_o = 55$ mm, $c_u = 45$ mm) wurden ähnliche Tragfähigkeiten bei den Verbunddübeln erreicht (vgl. Abbildung 3-153, links). Der Unterschied der Stahlgüte macht sich hier nicht bemerkbar. Jedoch wurden in [P804] deutlich höhere Verformungen der Stahlzähne beobachtet. Im Vergleich zu Serie 2 [P804], in der ebenfalls Betonausstanzen untersucht wurde, konnte eine deutliche Kraftsteigerung erzielt werden (vgl. Abbildung 3-153, rechts). Darüber hinaus zeigte sich im Referenzversuch ein größeres Verformungsvermögen sowie eine fast doppelte Anfangssteifigkeit C_{ini} . Die Anfangssteifigkeit wurde als Tangentensteifigkeit im Bereich zwischen $P = 0$ [kN/VM] und $P = 125$ [kN/VM] ermittelt.

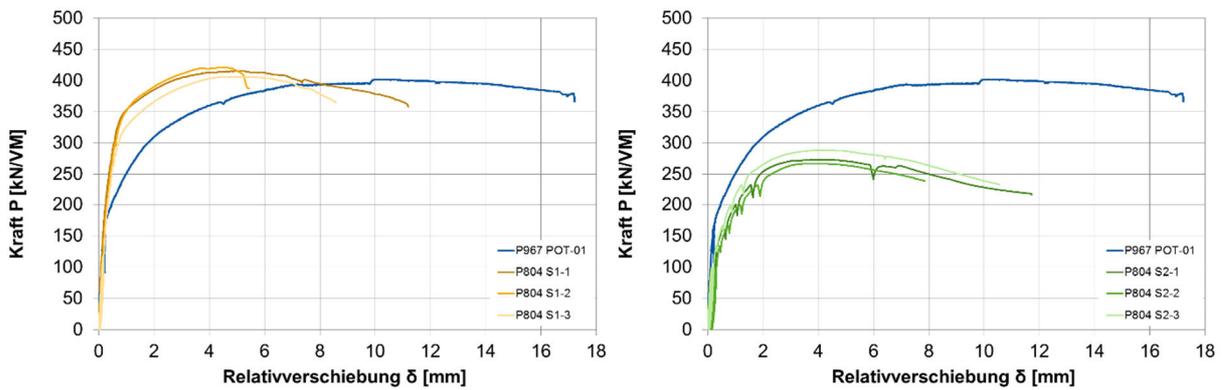


Abbildung 3-153: Vergleich POT-01 mit P804 Serie 1 (links) und Serie 2 (rechts)
Comparison POT-01 with P804 series 1 (left) and series 2 (right)

Serie 2 [P804] als auch im Referenzversuch wiesen ein ähnliches Rissbild auf (Abbildung 3-154), welches sich zu einem schollenartigen Ausbruch entwickelte. Die Rissbilder nach den Sägeschnitten bestätigen dies. Wobei deutlich wird, dass die Risse jeweils entlang der Bewehrung verlaufen.

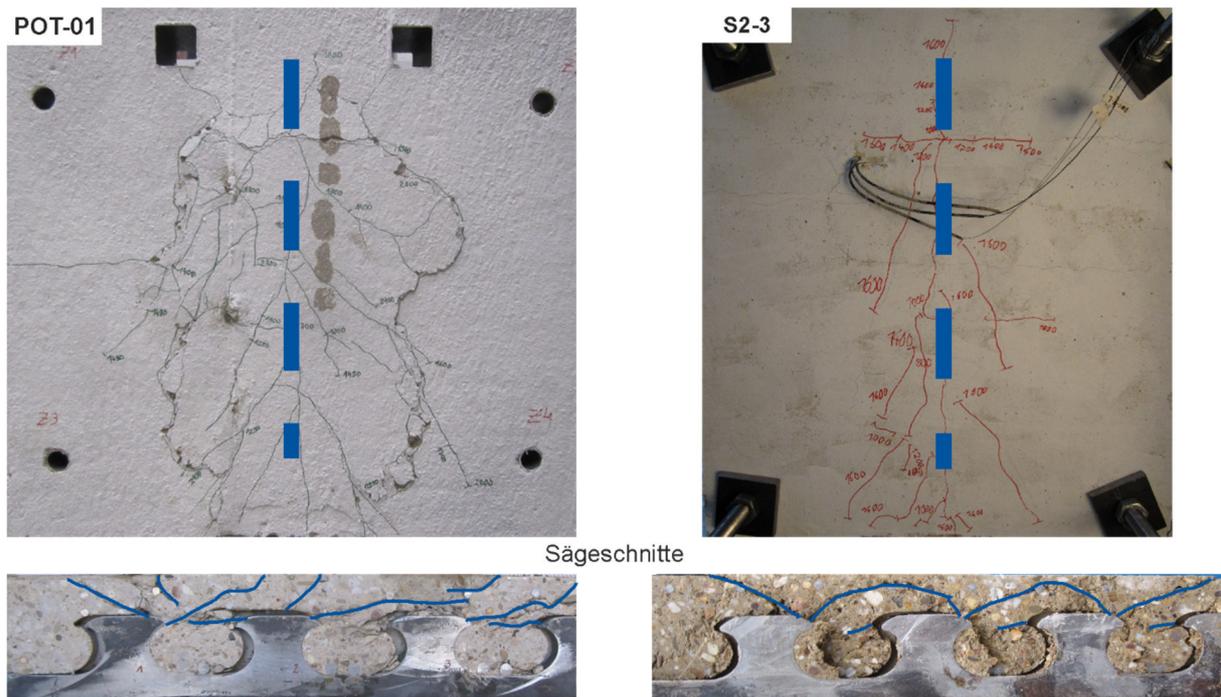


Abbildung 3-154: Vergleich der Rissbilder POT-01 (links) mit P804 S2-3 (rechts)
Comparison of crack pictures POT-01 (left) with P804 S2-3 (right)

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass der Referenzversuch sowohl die Bemessungslast P_{theo} erreicht und zum anderen ein ähnliches Verhalten zu anderen Versuchen aufweist. Damit ist es nun möglich, den Einfluss des Querzuges auf die statische Tragfähigkeit zu untersuchen.

3.4.5.2 Statische Abscherversuche mit Quersugbelastung POT-02 bis POT-06

Static tests with transversal tensile stress POT-02 to POT-06

Die Versuche POT-02 bis POT-06 wurden ebenfalls nach [P804] so ausgelegt, dass Betonausstanzungen als Versagensursache maßgebend wird. Zur Untersuchung des Einflusses des zentrischen Zugs senkrecht zur Verbunddübelleiste (Quersug), wurden die Versuchskörper über die Dübelbewehrung St 750-875 und einen Stahlrahmen (siehe Abbildung 3-147) vorgespannt. Die aufgebrachten Vorspannkräfte können Tabelle 3-36 entnommen werden. Auf Grund der Vorschädigung durch das Vorspannen wurden die Kräfte der 25 Lastzyklen zur Lösungen des Haftverbunds um 10% auf $P_o = 720$ kN und $P_u = 90$ kN abgemindert.

Das Vorspannen der Betonplatten wurde mit Hilfe eines Stahlrahmes durchgeführt. Ziel der Vorspannung war, einen Riss w_i über der Verbunddübelleiste zu erzeugen. Während des Vorspannens konnte jedoch bei nahezu allen Versuchen festgestellt werden, dass der 1. Riss in etwa auf Höhe der Verankerungslänge (siehe Tabelle 3-38) bei ca. 50 – 60 kN je Bewehrungsstab auftrat. Bei Vorspannkräften von ca. 450 kN riss der Beton oberhalb der Verbunddübelleiste. Der Riss w_i über der Verbunddübelleiste verläuft beim Versagensfall Betonausstanzungen durch den sich ausbildenden Betonkegel. Die unterschiedlichen Vorspannkräfte im Versuch POT-02 sind darin begründet, dass eine Rissbreite von $w = 0,2$ mm erreicht werden sollte. Da diese jedoch zu deutlich unterschiedlichen Kräften in den beiden Betonplatten führte, wurden die Vorspannkräfte der Versuche POT-03 bis POT-06 gleich gewählt.

Tabelle 3-38: Vorspannkräfte und Rissbreiten der statischen Abscherversuche
Pre-loads and crack widths of static tests

| | POT-02 | POT-03 | POT-04 | POT-05 | POT-06 |
|--------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $F_{\text{quer,A}}$ [kN] | 800 | 700 | 700 | 750 | 750 |
| w_A [mm] | 0,16 | 0,05 | 0,18 | 0,18 | 0,13 |
| $F_{\text{quer,B}}$ [kN] | 600 | 700 | 700 | 750 | 750 |
| w_B [mm] | 0,22 | 0,26 | 0,21 | 0,18 | 0,14 |

Tabelle 3-38 zeigt die Vorspannkräfte und die dazugehörigen Rissbreiten am Ende des Vorspannens für beiden Betonplatten A und B. Die Rissbreiten wurden mit Wegaufnehmern (WA) vor und hinter dem mittleren Stahlzahn gemessen (vgl. Abbildung 3-149). Wie bereits zuvor beschrieben trat in den meisten Fällen der erste Riss nicht über der Verbunddübelleiste auf. Insgesamt traten im Schnitt 4 bis 5 Risse über die Betonplattenbreite auf, Abbildung 3-155. Damit ist die große Streuung der Rissbreiten w_i bei identischen Kräften zu erklären.

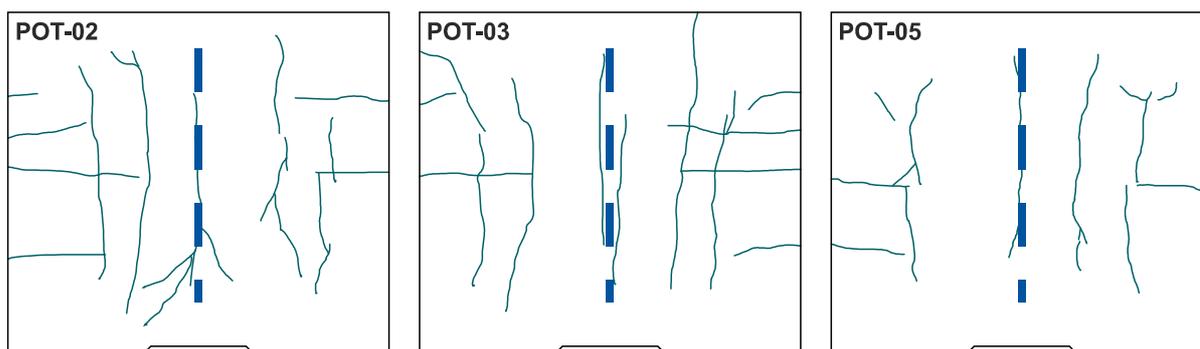
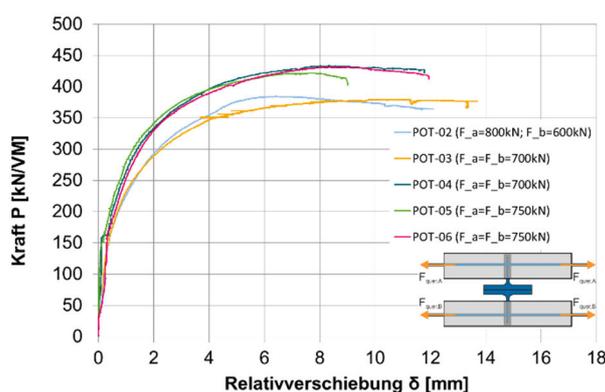


Abbildung 3-155: Rissbilder infolge Vorspannen POT-02 (links), POT-03 (Mitte), POT-05 (rechts)
Crack pictures due to preloading POT-02 (left), POT-03 (mid), POT-05 (right)

Die fünf durchgeführten Versuche mit unterschiedlichen Vorspannkräften verhielten sich im Hinblick auf die Dübelkennlinie ähnlich. Im Vergleich zum Referenzversuch POT-01 kann ein deutlicher Einfluss auf die Anfangssteifigkeit C_{ini} festgestellt werden. So ist die Anfangssteifigkeit C_{ini} (Tangentensteifigkeit zwischen $P = 0$ [kN/VM] und $P = 125$ [kN/VM]) bei drei der durchgeführten Versuche um ca. 1/3 geringer. Berücksichtigt man bei POT-04 den deutlichen Schlupfwachs bei 162 kN/VM, so reduziert sich die Steifigkeit C_{ini} auf 4200 kN/cm. Versuch POT-05 zeigt zwar eine besonders hohe Anfangssteifigkeit, verhält sich jedoch ab ca. 150 kN/VM ähnlich zu den anderen Versuchen (Abbildung 3-156, links). Alle Versuche gingen bei etwa 150 kN/VM in den plastischen Bereich über, wobei die aufgebrauchte Last bis im Mittel auf 412 kN/VM bei einer Relativverschiebung δ von etwa 8,6 mm gesteigert werden konnte. Die maximale Tragfähigkeit P_{max} der Versuche POT-02 bis POT-06 streut zwischen -6 % und +8 % gegenüber dem Referenzversuch POT-01. Diese geringe Streuung lässt darauf schließen, dass die Vorspannung keinen Einfluss auf die statische Tragfähigkeit nimmt. Darüber hinaus zeigten alle Versuche ein Verformungsvermögen im Bereich des Referenzversuchs.



| Versuch | POT-02 | POT-03 | POT-04 | POT-05 | POT-06 | |
|----------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--|
| $f_{c,cu}$ [N/mm ²] | 40,2 | 40,1 | 41,9 | 42,0 | 42,3 | |
| $f_{c,cyl}$ [N/mm ²] | 35,1 | 35,3 | 37,0 | 36,8 | 36,6 | |
| f_{ct} [N/mm ²] | 3,2 | 3,1 | 2,9 | 3,0 | 3,1 | |
| E_{cm} [N/mm ²] | 26900 | 25600 | 26000 | 27100 | 28800 | |
| R_{eH} [N/mm ²] | 487,0 | | | | | |
| P_{max} [kN/VM] | 384,6 | 379,9 | 433,8 | 428,6 | 431,2 | |
| P_{Rk} [kN/VM] | 346,1 | 341,9 | | 385,7 | | |
| P_{Rd} [kN/VM] | 276,9 | 273,5 | | 308,6 | | |
| $\delta_{uk,EC4}$ [mm] | - | - | | - | | |
| C_{ini} [kN/cm] | 4480 | 4950 | 10780 | 19400 | 4270 | |

Abbildung 3-156: Versuchsergebnisse statischer POT mit Querzug
Test results of static POT with transversal tensile force

Eine Auswertung des Verformungsvermögens $\delta_{uk,EC4}$ nach [EC4] war nicht möglich, da die Versuche vorzeitig abgebrochen wurden, um somit den Versuch nicht bis zum endgültigen Bruch

zu zerstören. Damit war es möglich, die Betonplatte im Anschluss an den Versuch aufzuschneiden und das Rissbild genauer zu untersuchen. Es ist jedoch zu erkennen, dass alle Versuche das geforderte Duktilitätskriterium von 6 mm nach [EN1994] deutlich erfüllen.

Während der Versuche wuchs zuerst der Spaltriss auf Höhe der Leiste ab ca. 160 kN/VM. Anschließend bildeten sich Schubrisse, die den Kraftfluss in die Auflager verdeutlichen (Abbildung 3-157). Im weiteren Versuchsablauf zeichneten sich weitere vertikale Risse um die Verbunddübelleiste ab. Aus diesen Rissen bildeten sich in den meisten Fällen Betonschollen, wie in Abbildung 3-157 exemplarisch bei POT-03 und POT-05 zu sehen.

Die Sägeschnitte zeigten bei allen Versuchen ein vergleichbares Rissbild (Abbildung 3-157, unten) und verdeutlichen ebenfalls einen schollenartigen Ausbruchkörper. Ausgehend von der lastabgewandten Seite bildete sich bei allen Dübeln auf Höhe der Klothoidenspitze ein Ausstanzkegel nach oben. Der weitere Verlauf des Ausbruchkegels wird stark von der eingelegten Bewehrung beeinflusst. Diese schwächt die Betonmatrix und zieht den Riss an, sodass größtenteils ein gekrümmter Rissverlauf entsteht. Im Vergleich zu den Versuchen der Serie 2 [P804] zeigten sich deutlich mehr Risse. Dies kann unter anderem auf die Vorschädigung durch den Querkzug zurückgeführt werden. Auch der stark verdichtete Beton vor der Klothoidenleiste im Bereich der Ausrundungsradien konnte in den Sägeschnitten festgestellt werden, vgl. Serie 2 [P804].

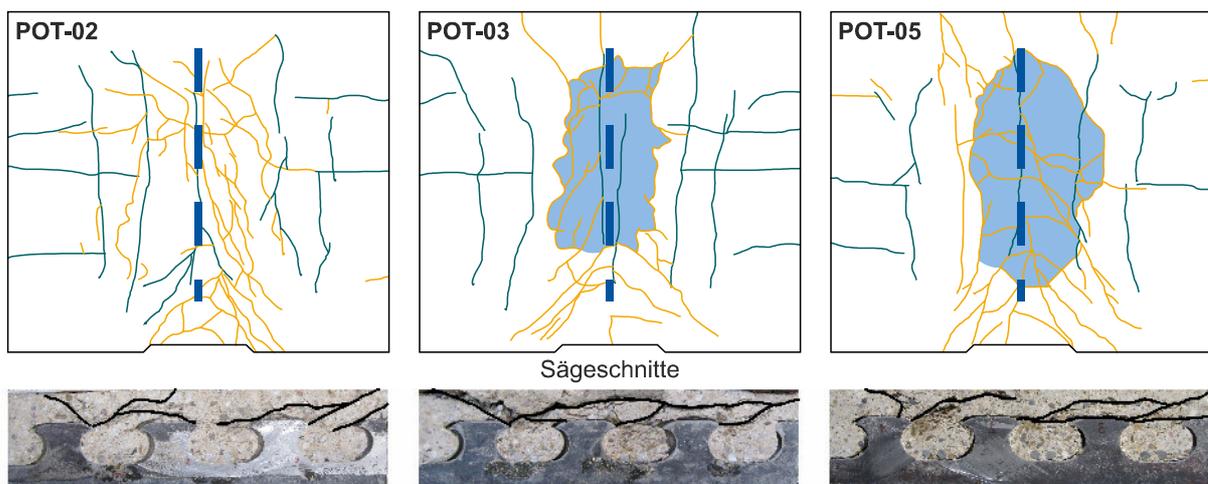


Abbildung 3-157: Rissbilder POT-02 (links), POT-03 (Mitte) und POT-05 (rechts)
Crack pictures POT-02 (left), POT-03 (mid) and POT-05 (right)

3.4.5.3 Statische Schub-Zugversuche POT-07 bis POT-10 **Static tests with shear-pull-tests POT-07 to POT-10**

Analog zu den zuvor vorgestellten Abscherversuchen wurden die Versuche POT-07 bis POT-10 so ausgelegt, dass ebenfalls der Versagensfall Betonausstanzungen maßgebend wird. Vor den Versuchen zur Schub-Zug-Interaktion wurde analog zu den bereits vorgestellten Push-Out-Versuchen der Haftverbund durch 25 Lastzyklen gelöst. Die Oberlast wurde zu $P_o = 460$ kN (40% der Bemessungslast), die Unterlast zu $P_u = 60$ kN (5% der Bemessungslast) gewählt. Im Gegensatz zu den reinen Schubversuchen wurde eine zusätzliche Auszugskraft aufgebracht, um die Schub-Zug-Interaktion zu untersuchen. Die zusätzliche Auszugskraft

wurde mithilfe von vier Hydraulikzylindern, welche zwischen den Betonplatten angeordnet waren (vgl. Abbildung 3-146), auf Höhe des ersten und des dritten Zahns in den Versuchskörper geleitet. Zur Bestimmung der zusätzlich aufnehmbaren Auszugskräfte wurden die Zylinderkraft über den aufgetragenen Öldruck und die Dehnungen in Richtung der Auszugskraft (90°) gemessen. In Abbildung 3-158 ist die Lage der Dehnungsmessstreifen je Push-Out-Seite dargestellt.

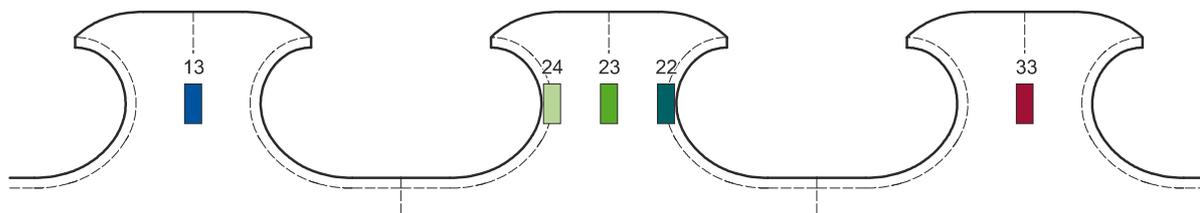


Abbildung 3-158: DMS Nummerierung bei 90° zur Ermittlung der Auszugskraft
Strain gauge numbering at 90 degree to determine the pull-out load

Im ersten Versuch zur Schub-Zug-Interaktion wurde, nach den Lastzyklen zur Lösung des Haftverbunds, der Versuch mit 50% der charakteristischen Bemessungslast nach [DIBT13] auf Schub beansprucht. Anschließend wurden die Auszugskräfte kontinuierlich in allen vier Hydraulikzylindern bis zum Versagen gesteigert. Aus diesem Grund wurde die Betonplatte im oberen Bereich stärker verformt als im unteren Bereich. Hierdurch wurden die Betonplatten auf Biegung beansprucht, so dass das Versagen durch ein Abknicken der Platte A eintrat (Abbildung 3-159, links, rote Linien). Aus diesem Grund wurden in allen weiteren Versuchen die oberen und unteren Zylinderkräfte ungleichmäßig erhöht, so dass eine gleichmäßige Verformung auftrat.

Tabelle 3-39: Ermittlung der maximalen Auszugsbeanspruchung von POT-07
Determination of the maximum pull-out stress of POT-07

| | A13 | A22 | A23 | A24 | A33 | B13 | B22 | B23 | B24 | B33 |
|---------------------------------------|-------|-------|------|------|------|-------|--------|-------|-------|------|
| $\sigma_{\text{Zug}} [\text{N/mm}^2]$ | 32,7 | 120,0 | 43,7 | 75,3 | 21,1 | 45,3 | defekt | 152,4 | 150,6 | 23,7 |
| $Z_{i,\sigma} [\text{kN}]$ | 44,6 | 108,7 | | | 28,8 | 61,8 | 206,7 | | | 32,3 |
| $Z_{\text{Zyl,o}} [\text{kN}]$ | 153,2 | | | | | 153,2 | | | | |
| $Z_{\text{Zyl,u}} [\text{kN}]$ | 150,8 | | | | | 150,8 | | | | |

* $Z_{\text{Zyl,i}}$: Pressenkraft der Lukas-Hydraulikzylinder zum Zeitpunkt der berechneten Spannung σ_{Zug}

In Tabelle 3-39 sind die Auszugskräfte an den einzelnen DMS-Messstellen den aufgetragenen Zylinderkräften gegenübergestellt. Die Auszugskraft $Z_{i,\sigma}$ wurde mit einer Querschnittsfläche von $A_{\text{CL},90^\circ} = 1364 \text{ mm}^2$ auf Höhe der DMS berechnet. Die Ergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung der beiden Versuchskörperhälften an den Stahlzähnen 1 (A13 bzw. B13) und 3 (A33 bzw. B33). Am mittleren Stahlzahn wurden auf Seite B deutlich höhere Spannungen gemessen. Das Versagen hingegen trat an der Seite A auf. Vergleicht man die Summe der ermittelten Kräfte $Z_{i,\sigma}$ mit der Summe der gemessenen Zylinderkräften $Z_{\text{Zyl,i}}$, so ergibt sich für die Versuchskörperseite B eine gute Übereinstimmung. In der Betonplatte A hingegen traten deutlich kleinere Kräfte auf.

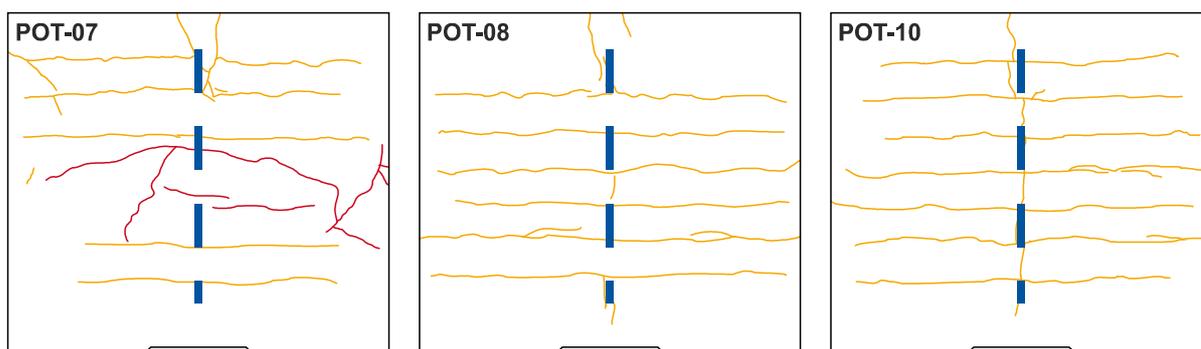


Abbildung 3-159: Rissbilder von POT-07 (links), POT-08 (Mitte) und POT-10 (rechts)
Crack pattern of POT-07 (left), POT-08 (mid) and POT-10 (right)

Die Ergebnisse des zweiten Versuchs mit 50% der charakteristischen Bemessungslast nach [DIBT13] sind in Tabelle 3-40 zusammengefasst. Während des Versuchs sind deutlich mehr Messstellen ausgefallen, so dass die Auszugskräfte für zwei Stahlzähne (A13 und B33) nicht bestimmt werden konnten. Vergleicht man die Zylinderkräfte $Z_{Zyl,i}$ mit den Zugkräften an den Stahlzähnen $Z_{i,\sigma}$, zeigt sich für die Platte A ein ähnliches Verhalten wie im Versuch POT-07, wobei keine Ergebnisse für den Stahlzahn 1 vorliegen. Demgegenüber überschreiten die Kräfte aus den gemessenen Dehnungen deutlich die Zylinderkräfte. Hier kann davon ausgegangen werden, dass zusätzliche Einflüsse, wie z.B. Reibung zwischen Stahl und Beton, zu erhöhten Dehnungswerten geführt haben.

Tabelle 3-40: Ermittlung der maximalen Auszugsbeanspruchung von POT-08
Determination of the maximum pull-out stress of POT-08

| | A13 | A22 | A23 | A24 | A33 | B13 | B22 | B23 | B24 | B33 |
|-------------------------------------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|
| σ_{Zug} [N/mm ²] | defekt | defekt | 186,1 | 207,8 | 44,6 | 255,0 | defekt | 242,3 | 160,3 | defekt |
| $Z_{i,\sigma}$ [kN] | - | | 268,6 | | 60,85 | 347,9 | | 274,6 | | - |
| $Z_{Zyl,o}$ [kN] | 110,2 | | | | | 110,2 | | | | |
| $Z_{Zyl,u}$ [kN] | 324,8 | | | | | 324,8 | | | | |

* $Z_{Zyl,i}$: Pressenkraft der Lukas-Hydraulikzylinder zum Zeitpunkt der berechneten Spannung σ_{Zug}

Die Risse des Versuchs POT-08 verlaufen hauptsächlich im Bereich der eingelegten Bügelbewehrung. Dies konnte in Ansätzen auch bei POT-07 beobachtet werden (Abbildung 3-159). Das Versagen des Versuches trat infolge von Betonausstanzen nach unten auf. Hierbei überlagerten sich die einzelnen Betonkegel zu einer großen Betonscholle. Zudem nahm die Breite der Ausbruchkegel quer zur Lastrichtung nach unten zu.

In den beiden Versuchen POT-09 und POT-10 wurde die Schub-Zug-Interaktion bei 100% der charakteristischen Schubbeanspruchung nach [DIBT13] untersucht. Analog zu den beiden vorherigen Versuchen wurde die Schubkraftbeanspruchung zu Versuchsbeginn aufgebracht und während der Laststeigerung der Auszugsbeanspruchung kraftgeregelt gehalten. Hierdurch nahm während der Auszugsbeanspruchung der Schlupf in der Verbundfuge weiter zu. Tabelle 3-41 und Tabelle 3-42 zeigen die gemessenen und ermittelten Auszugskräfte. Ähnlich zu den Versuchsergebnissen POT-08 wurden auch bei POT-09 über die Dehnungsmessungen deutlich höhere Auszugskräfte ermittelt. Die gesamte aufgebrachte Auszugskraft ist bei POT-

09 und POT-10 nahezu identisch. Trotz erhöhter Schubbeanspruchung von 100% der Bemessungslast liegt die Auszugskraft im selben Wertebereich wie POT-08 mit 50% der Bemessungslast.

Tabelle 3-41: Ermittlung der maximalen Auszugsbeanspruchung von POT-09
Determination of the maximum pull-out stress of POT-09

| | A13 | A22 | A23 | A24 | A33 | B13 | B22 | B23 | B24 | B33 |
|---------------------------------------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|------|------|
| $\sigma_{\text{Zug}} [\text{N/mm}^2]$ | 294,3 | 200,9 | 123,3 | 399,3 | 41,8 | 307,5 | 123,6 | 445,6 | 77,2 | 51,6 |
| $Z_{i, \sigma} [\text{kN}]$ | 401,4 | 329,0 | | | 57,0 | 419,5 | 293,9 | | | 70,3 |
| $Z_{\text{Zyl},o} [\text{kN}]$ | 89,2 | | | | | 89,2 | | | | |
| $Z_{\text{Zyl},u} [\text{kN}]$ | 320,5 | | | | | 320,5 | | | | |

* $Z_{\text{Zyl},i}$: Pressenkraft der Lukas-Hydraulikzylinder zum Zeitpunkt der berechneten Spannung σ_{Zug}

Tabelle 3-42: Ermittlung der maximalen Auszugsbeanspruchung von POT-10
Determination of the maximum pull-out stress of POT-10

| | A13 | A22 | A23 | A24 | A33 | B13 | B22 | B23 | B24 | B33 |
|---------------------------------------|--------|--------|--------|-------|------|--------|-------|-------|-------|------|
| $\sigma_{\text{Zug}} [\text{N/mm}^2]$ | defekt | defekt | defekt | 107,6 | 54,0 | defekt | 90,0 | 247,6 | 164,7 | 42,5 |
| $Z_{i, \sigma} [\text{kN}]$ | - | 146,8 | | | 73,6 | - | 228,4 | | | 58,0 |
| $Z_{\text{Zyl},o} [\text{kN}]$ | 70,5 | | | | | 70,5 | | | | |
| $Z_{\text{Zyl},u} [\text{kN}]$ | 374,7 | | | | | 374,7 | | | | |

* $Z_{\text{Zyl},i}$: Pressenkraft der Lukas-Hydraulikzylinder zum Zeitpunkt der berechneten Spannung σ_{Zug}

In Abbildung 3-160 sind die Versuchsergebnisse zur Schub-Zug-Interaktion zusammengefasst. Die Zugkräfte, welche aus den Dehnungsmessungen ermittelt wurden, wurden jeweils für die Platte A ($Z_{\sigma,A}$) und Platte B ($Z_{\sigma,B}$) getrennt aufsummiert. Hierdurch wird ersichtlich, dass die Dehnungsmessungen teilweise deutlich zu hohe Werte liefern. Dies kann z.B. auf eine zusätzliche Reibbeanspruchung der DMS zurückgeführt werden. Für einen ersten Überblick sind im Diagramm (Abbildung 3-160, links) die Auszugskraft und die Schubkraft eines Stahlzahns gegenübergestellt. Vereinfacht wurden die gemessenen Gesamtkräfte durch die Anzahl der Verbundmittel geteilt. Vor allem für die Auszugskraft liegt dies auf der sicheren Seite, da z.B. der unterste Stahlzahn durch die entstandene Reibung unter dem Versuchskörper die geringste Beanspruchung erfahren hat. Die deutlich geringere Auszugskraft bei POT-07 ist auf das Biegeversagen der Betonplatte, die durch eine ungleichmäßige Verformung hervorgerufen wurde, zurückzuführen.

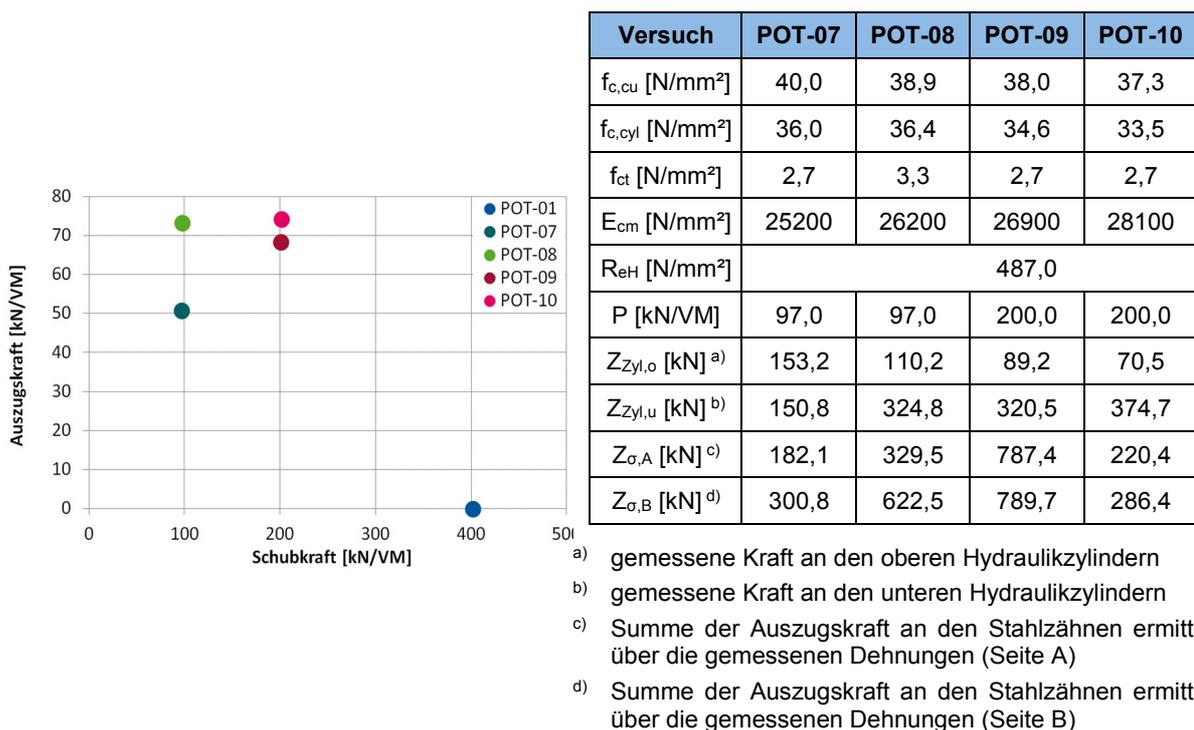


Abbildung 3-160: Versuchsergebnisse POT mit Auszug
Test results POT with pull-out load

Die durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass die Verbunddübelreihe in Klothoidenform in der Lage ist, neben einer Schubbeanspruchung zusätzlich einwirkende Auszugskräfte abzutragen. Dies ist im Hinblick auf die Lagerung von Verbundträgern eine wichtige Erkenntnis. Es hat sich jedoch gezeigt, dass der Standard-Push-Out-Versuch für die Untersuchung der Schub-Zug-Interaktion ungeeignet ist. So ist es z.B. nicht möglich, die Reibung der Aufstandsfläche ganz zu vermeiden, wodurch eine undefinierte horizontale Kraft abgetragen wird. Darüber hinaus wird eine ungleichmäßige Kräfteinleitung benötigt, um eine gleichförmige Verformung zu erhalten. Für weitergehende Untersuchungen sind geeignete Versuchsstände zu entwerfen, die diese Probleme nicht aufweisen.

3.5 Schlussfolgerungen

Conclusions

In diesem Kapitel wurden statische Abscherversuche an Verbunddübelreihen zur Untersuchung des Einflusses von zentrischem Zug senkrecht zur Verbunddübelreihe (Querzug) auf das Versagenskriterium Ausstanzen vorgestellt. Die Versuche wurden bezüglich ihrer Maximallast, ihrer Anfangssteifigkeit und ihrer Verformungsfähigkeit in Anlehnung an [EN1994] ausgewertet.

Die Erkenntnisse der durchgeführten statischen Abscherversuche mit zusätzlichem Querzug lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Rissbreite und der Rissabstand direkt über der Verbunddübelleiste konnte durch das Vorspannen der Dübelbewehrung nicht reproduzierbar eingestellt werden. Hier sind für zukünftige Untersuchungen Sollbruchstellen vorzusehen.
- Die angestrebte Versagensart Betonausstanzungen war in jedem Versuch maßgebend. Ein Tragfähigkeitsverlust konnte nicht festgestellt werden.
- Durch die eingepprägten Längsrisse infolge des Querzugs überlagerten sich in nahezu allen Versuchen die Ausstanzkegel zu einer großen Betonscholle. Diese Überlagerung führte jedoch zu keinem Tragkraftverlust.
- Eine Abnahme des Verformungsvermögens infolge der Längsrisssbildung wurde nicht beobachtet.
- Die Rissbildung hatte auf die Anfangssteifigkeit C_{ini} keinen Einfluss.

Zusätzlich wurden die Ergebnisse von statischen Versuchen unter kombinierter Schub-Zugbeanspruchung und der Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit gezeigt. Hierfür wurden ebenfalls Abscherversuche verwendet, bei denen die Verbunddübel zusätzlich eine Zugbeanspruchung erfahren. Die Zugkraft wurde mithilfe von Hydraulikzylindern aufgebracht, die die beiden Betonplatten auseinander drückten. Für die statischen Schub-Zug-Versuche lassen sich die Erkenntnisse wie folgt zusammenfassen:

- Die Zugkraft, welche auf die Verbunddübel einwirkte, wurde zusätzlich zur Kraftmessung an den Hydraulikzylindern mit Hilfe von Dehnungsmessungen direkt am Stahlzahn ermittelt.
- Der Versuchsaufbau ist für die Ermittlung der Schub-Zug-Interaktion eher ungeeignet, da der Versuchskörper nicht gänzlich reibungsfrei gelagert werden kann und somit ein undefinierter Teil der Auszugsbeanspruchung über Reibung abgetragen wird.
- Die Ermittlung der Auszugskräfte anhand der gemessenen Dehnungen ergab teilweise höhere Kräfte im Vergleich zu den Zylinderkräften.
- Durch die konstante Schubkraftbeanspruchung (kraftgesteuert) und den damit einhergehenden Schlupf in der Verbundfuge erfahren die Verbunddübel neben der ansteigenden Auszugsbeanspruchung eine zunehmende Biegeverformung.
- Die durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass die Verbunddübel in Klothoidenform bei einer 100%-igen Bemessungsbeanspruchung nach [DIBT13] Reserven für eine zusätzliche Auszugsbeanspruchung aufweisen.

4 Zyklische Versuche Cyclic tests

Kurzfassung

Das Zeitfestigkeitsverhalten von den externen Bewehrungselementen wurde an drei Zweifeldträgern getestet. Die Zweifeldträger wurden mit externen Bewehrungselementen sowohl im Bereich des Stütz- als auch des Feldmomentes verstärkt. Die Dauerschwingversuche wurden mit einer Sinuslast durchgeführt, die Phasenverschoben in den jeweiligen Feldern aufgebracht wurden. Die Testeinrichtung und die Ergebnisse werden in Kapitel 4.2 beschrieben.

Zur Untersuchung des Einflusses des zentrischen Zugs senkrecht zur Verbunddübelleiste auf das statische Trag- und Verformungsverhalten wurden sechs statische Abscherversuche und ein Verbundplattenversuch durchgeführt. Zusätzlich wurde die kombinierte Schub-Zug-Beanspruchung in vier Push-Out-Versuchen untersucht. In Kapitel 4.2 werden Aufbau, Messtechnik, Durchführung und Ergebnisse dieser Versuche dargestellt.

Abstract

The fatigue behaviour of the composite dowel in continuous beams were studied by three two-span continuous beam tests. The continuous beams were strengthened by the external reinforcement elements both in the sagging moment area and the hogging moment area. The tests were carried out with a synchronous circle loading in two spans. The test setup and results are described in Kapitel 4.2.

To investigate the influence of centric tension perpendicular to the composite dowel on the static bearing and deformation behaviour six static push-out tests were carried out. Additionally, the shear-pull-interaction are investigated in four tests. Subsequently test setup, measurement instrumentation, test procedure and test evaluation are described.

4.1 Allgemeines General

In drei Zweifeldträgerversuchen wurde das Ermüdungsverhalten der Dübel von externen Bewehrungselementen unter realitätsnaher Belastung untersucht. Die Belastungssituation bei einer Zugüberfahrt wurde simuliert, indem jeweils eine zyklisch Einzellaste feldweise mit einem Phasenversatz von 45° aufgebracht wurde. Ziel war es, das Tragverhalten der Verbunddübel im Bereich des Stützmomentes und im Bereich des Feldmomentes zu untersuchen. Die ermüdungswirksame Spannung am Hot-Spot (HS) der Dübel setzt sich aus einem Anteil der Schubeinleitung in die Externe Bewehrung in Abhängigkeit der globalen Querkraft und einem Anteil aus der Normalspannung zusammen, welche aus dem globalen Biegemoment resultiert. Diese treten bei einer Zugüberfahrt phasenverschoben auf. Um daher das tatsächliche Ermüdungsverhalten eines externen Bewehrungselementes im Stützbereich eines Durchlaufträgers zu untersuchen, ist der im Folgenden gewählte Lastzyklus zielführend.

Neben der Lastumlagerung zwischen dem Beton, der konventionellen Bewehrung und den Stahldübeln der externen Bewehrungselemente war auch der Einfluss der Auszugseffekte der Verbunddübel im Durchlaufträger zu bewerten.

In den Abscherversuchen wurde sowohl das Ermüdungsverhalten des Betons am Verbundmittel, als auch die Ermüdung des Stahlzahns betrachtet. Bei diesen Versuchen wurde neben der zyklischen Schubbelastung eine gleichbleibende zentrische Vorspannung senkrecht zur Verbunddübelleiste aufgebracht. Hierdurch sollen die Einflüsse aus der Kombination der Längschubkräfte (lokale Tragwirkung) und der Schwächung des Betongurtes durch Risse untersucht werden.

4.2 Durchlaufträgerversuche Two-span continuous beam tests

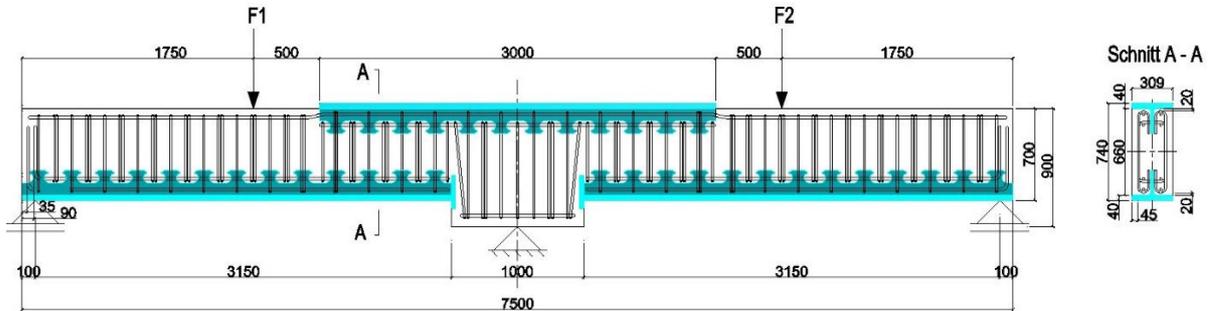
Das Ermüdungsverhalten der externen Bewehrungselemente wurde anhand von Zweifeldträgerversuchen unter dynamischer Belastung untersucht. Das Tragverhalten der externen Bewehrungselemente wird dabei unter Berücksichtigung der Durchlaufwirkung getestet. Es kann so auf das Tragverhalten der Verbunddübelleiste in Bezug auf Feldmomente, Stützmomente und der Lastübertragung zwischen Beton und externer Verbunddübelleiste, sowie den lokalen Einflüssen aus den Bewehrungselementen geschlossen werden.

Die an einem Stahlzahn auftretende und für das Ermüdungsverhalten wichtige lokale Spannungsschwingbreite setzt sich aus Komponenten der im Gesamtprofil vorhandenen Querkraft und des im Gesamtprofil vorhandenen Biegemomentes zusammen. Bei realen mehrfeldrigen Brückentragwerken treten diese Komponenten phasenverschoben auf. Bei den Zweifeldträgerversuchen wurde diesem Umstand durch ein entsprechendes Lastregime Rechnung getragen.

Während der gesamten Versuchsdauer wurde die Spannungsverteilung an den Stahldübeln gemessen. Auf Basis dieser Messungen wird die bereits empirisch ermittelte Formel aus der ABZ der Dübelleiste [DIBT13] für die Berechnung der Spannungsspitzen an dem Dübel versuchsstechnisch überprüft. Die Versuche zeigten, dass die Anwendung dieser Formel an noch festzulegende geometrische und konstruktive Randbedingungen geknüpft werden sollte.

4.2.1 Versuchsmatrix Test matrix

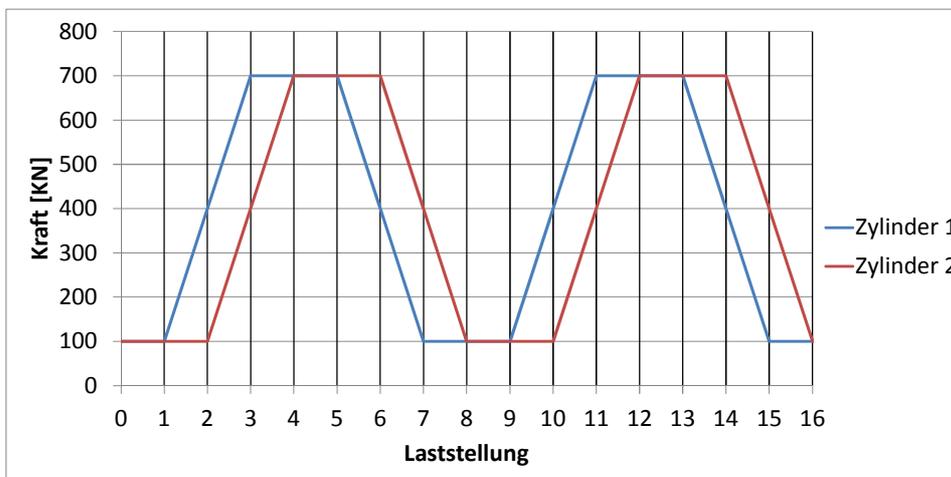
4.2.1.1 Versuchsplan Test program



**Abbildung 4-1: Versuchskörper der Zweifeldträger im Ermüdungsversuch
Specimen of two-span continuous beam fatigue test**

Der Versuchskörper der Zweifeldträger ist in Abbildung 4-1 abgebildet. Der Zweifeldträger hat eine Gesamtlänge von 7,5 m und eine Einzelfeldlänge von 3,65 m mit einem rechteckigen Querschnitt ($b=309$ mm; $h=740$ mm). An der Unterseite des Durchlaufträgers wurde jedes Feld zur Aufnahme des Feldmomentes durch ein externes Bewehrungselement verstärkt. Im Bereich des mittleren Lagers wurde ein externes Bewehrungselement an der Oberseite des Trägers zur Abtragung des Stützmomentes eingesetzt.

Der Träger wurde jeweils in Feldmitte mit einer Einzellast belastet. Um die Lastsituation einer Zugüberfahrt über eine Eisenbahnbrücke nachbilden zu können, war die dabei auftretende Phasenverschiebung von Querkraft und Stützmoment zu berücksichtigen. Die Lastfunktion der dynamischen Einzellasten war daher nicht synchron, sondern die Lasten hatten einen relativen Phasenversatz von $\varphi = 45^\circ$. Dadurch konnten sämtliche auftretende Lastsituationen, wie symmetrische Lasten und unsymmetrische Lasten, in dem Durchlaufsystem in der Betriebsfestigkeitsuntersuchung realitätsnah berücksichtigt werden.



**Abbildung 4-2: Phasenverschiebung ($\varphi = 45^\circ$) der Belastung
phase shift ($\varphi = 45^\circ$) of loading**

Insgesamt wurden drei Versuchskörper getestet. Die dabei ermittelten Lastwechsel lagen zwischen 500.000 und 1.000.000 Lastzyklen. Die Spannungen an den Stahldübeln wurden in den Versuchen gemessen und mit den Ergebnissen nach den empirisch ermittelten Formeln in [DIBT13] verglichen. Die Formeln wurden in einem ersten Schritt verifiziert und die Faktoren f_i und f_g angepasst. Ziel dieser Vorgehensweise war es, eine konservative Abschätzung der zu verwendenden Wöhlerlinie angeben zu können, sowie die Anwendbarkeit des in [DIBT13] angegebenen Formalapparates zur Bestimmung der Schwingbreiten am Hot-Spot (HS) der Verbunddübel zu verifizieren.

Auf eine Belastung der jeweiligen Probekörper bis zum Ermüdungsbruch wurde bewusst verzichtet, da aufgrund der schwer zugänglichen Dübel und der dann versuchstechnisch notwendigen hohen Lastwechselzahlen das Identifizieren des Zeitpunkts beim tatsächlichen Versagen eines Dübels äußerst schwierig war. Zudem wäre hierfür eine wesentlich größere Anzahl von Versuchen nötig, die im Rahmen des Projektes nicht durchgeführt werden konnten.

Die Versuche wurden jeweils bei Erreichen der prognostizierten Lebensdauer mit Hilfe der angenommenen Wöhlerlinie ($\Delta\sigma=140 \text{ N/mm}^2$) beendet. Anschließend sind die Versuchskörper geöffnet worden, um die Dübelleiste auf eine Rissbildung zu untersuchen. Dabei wurde bei keinem der Versuchskörper ein Riss festgestellt.

4.2.1.2 Geometrische Abmessungen Geometrical dimensions

Abbildung 4-1 gibt einen Überblick zu den Abmessungen der Zweifeldträger. Die Einzelfelder haben jeweils eine Spannweite von 3,65 m. Der rechteckige Querschnitt hatte, ausgenommen von dem Stützbereich, die Abmessungen $h = 0,74 \text{ m} \times b = 0,309 \text{ m}$. Im Stützbereich wurde auf einer Länge von 1,0 m die Trägerhöhe auf $h = 0,9 \text{ m}$ erhöht, um die Druckkräfte in den unteren externen Bewehrungselementen durch den Betonkörper am Mittelaufleger durchleiten zu können und die Lasteinleitung der Auflagerkraft des mittleren Auflagers zu gewährleisten. Die Ausführung lehnte sich hierbei an Konstruktionsdetails an, die bei mehrfeldrigen Verbundbrücken mit kleinen und mittleren Spannweiten und Auflagerquerträgern aus Ortbeton bisher üblich waren.

Auf einer Länge von 3,25 m wurden im unteren Bereich des Durchlaufträgers zwei externe Bewehrungselemente angebracht. Um die hohen Druckspannungen im Bereich der Krafteinleitung der externen Bewehrungselemente im Beton aufnehmen zu können, wurden zwei Stahlplatten an die Enden des externen Bewehrungselementes angeschweißt. Im Bereich des Mittelauflegers wurde ein externes Bewehrungselement mit einer Länge von 3,0 m an der Oberseite des Querschnitts zur Abtragung der aus dem negativen Stützmoment resultierenden Zugkräfte vorgesehen. Die externen Bewehrungselemente wurden aus einem warmgewalzten HEM320 Profil geschnitten. Als Dübelgeometrie wurde wie in den bisherigen Untersuchungen die MCL Form gewählt.

Die verwendete konventionelle Bewehrung ist in den Plänen der Abbildung 4-3 und Abbildung 4-4 dargestellt. Als Bügelbewehrung in den Betondübeln wurden $2\text{Ø}16 \text{ mm}$ verwendet.

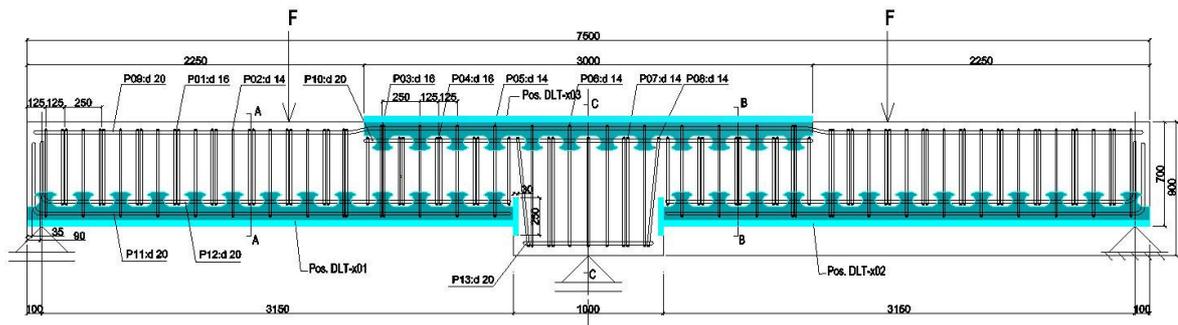


Abbildung 4-3: Bewehrungsplan von Durchlaufträger (Längsschnitt)
Reinforcement plan of DLT (overview)

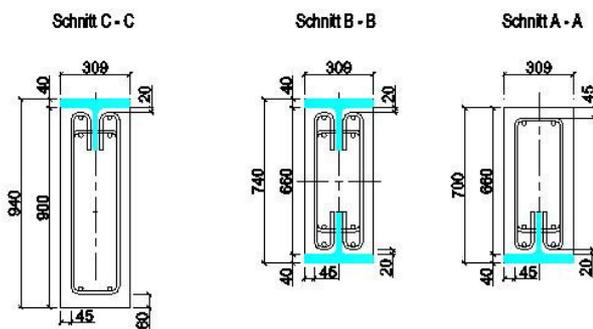


Abbildung 4-4: Bewehrungsplan von Durchlaufträger (Querschnitt)
Reinforcement plan of DLT (cross-section)

4.2.2 Herstellung Fabrication

4.2.2.1 Betonieren der Versuchskörper Concreting of the specimens

Der Bewehrungskorb wurde direkt neben der Schalung hergestellt. Um eine effiziente Kraftübertragung zwischen Bewehrungskorb und externem Bewehrungselement gewährleisten zu können, musste der Bewehrungskorb an die Lage der Stahlzähne angepasst werden. Einige Bewehrungsstäbe wurden daher im Dübelgrund zwischen den Stahldübeln passgenau eingebaut.



Abbildung 4-5: (li.) Schalung DLT
(le.) Formwork of DLT

Abbildung 4-6: (re.) Bewehrungskorb DLT
(ri.) Reinforcement cage of DLT

4.2.2.2 Materialkennwerte Material parameters

Für die Herstellung der externen Bewehrungselemente wurden Stahlprofile HEM320 aus S355 J2 verwendet.

Tabelle 4-1 Materialkennwerte von RE/ WL
Material properties of RE/WL

| Materialkennwerte | | | | | | | | |
|-------------------|-------------------|-------|----------|-------------------|--------|-----------|-------------------|-----|
| Beton | C50/60 | | Stahl | S355 J2 | | Bewehrung | BST 500 S | |
| f_{ck} | N/mm ² | 66,8 | f_{yk} | N/mm ² | 358,41 | f_{sk} | N/mm ² | 500 |
| f_{cd} | N/mm ² | 37,85 | f_{yd} | N/mm ² | 311,66 | f_{sd} | N/mm ² | 435 |
| E_{CM} | N/mm ² | 37000 | E_A | N/mm ² | 210000 | | | |

4.2.3 Messtechnik Measurement instrumentation

Um das globale Tragverhalten des Durchlaufträgers und die Spannungsverteilung an den Stahldübeln im Detail aufzeichnen zu können, wurden Dehnungsmessstreifen an den Stahldübeln und Wegaufnehmer zur Messung der Verformungen verwendet. Die Messungen wurden mit Hilfe des Messverstärkers Autolog 3000 der Firma Peekel durchgeführt. Um eine gute Abdeckung der Ergebnisse im Messbereich des dynamischen Versuches zu haben, wurde der Messbereich mit einer Abtastrate von 5 Hz aufgelöst.

4.2.3.1 Spannungsmessung Measurement of stresses

Dehnungsmessstreifen wurden an beiden Seiten des Flansches und am Steg des externen Bewehrungselementes angebracht, um die Spannungen infolge Biegung erfassen zu können. Die Spannungsverteilung entlang der Stahldübel war genauer zu betrachten. Dazu wurden

Dehnungsmessstreifen an die Dübel geklebt, die von der inneren Kante 5 mm entfernt waren und auf die Standardposition 24° gesetzt wurden (Abbildung 4-7). Zusätzlich wurden sowohl die Dehnungen der unteren Längsbewehrung als auch die der Bügelbewehrung mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen gemessen.

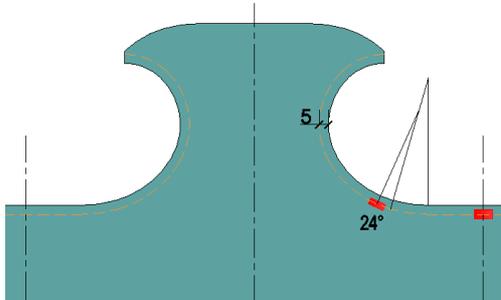


Abbildung 4-7: Position der Dehnungsmessstreifen an Stahldübel (24°)
Localization of strain gauges on steel dowel (24°)

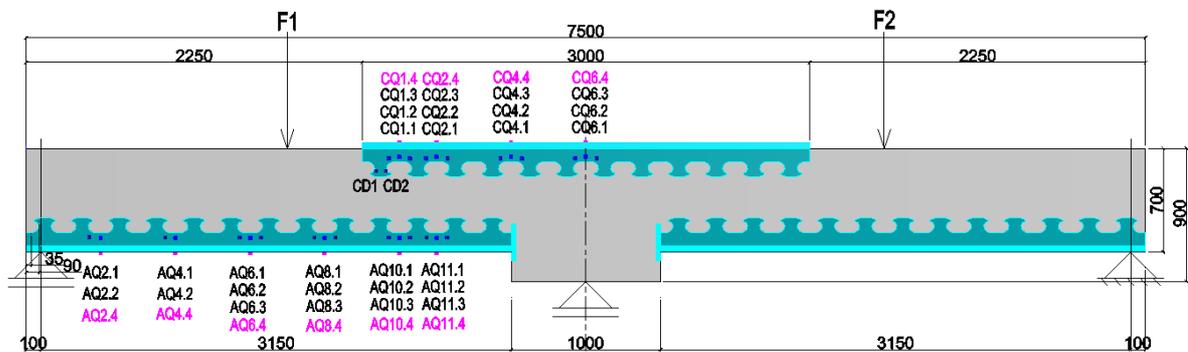


Abbildung 4-8: Übersicht Messstellen Dehnungsmessstreifen (DLT)
Plan of strain gauges (DLT)

4.2.3.2 Verformungsmessung Measurement of deformation

Zur Messung der Durchbiegungen des Balkens und des Schlupfes zwischen externem Bewehrungselement und Beton wurden Wegaufnehmer eingesetzt (s. Abbildung 4-9). Dabei wurden zwei Wegaufnehmer an der Unterseite des Trägers angebracht, um die vertikalen Verschiebungen des Trägers zu messen. Die Position W1 war dem ersten Feld und W2 dem zweiten Feld zugeordnet. Zur Messung der Verdrehung des Balkens im Stützbereich wurde die vertikale Verformung des Trägers links vom Lager (W3) und rechts vom Lager (W4) gemessen.

Um Informationen über die Relativverschiebung zwischen den externen Bewehrungselementen und dem Beton zu erhalten, wurden Wegaufnehmer sowohl an dem oberen als auch dem unteren Bewehrungselementen angebracht. Der Schlupf in Balkenlängsrichtung konnte so aufgezeichnet werden. Am Ende des oberen externen Bewehrungselementes befanden sich die Wegaufnehmer mit der Position WSV1 und WSV2, die den vertikalen Schlupf zwischen Stahl und Beton aufnahmen (Auszieh- oder Pull-Out-Effekt).

Während des ersten Versuches konnte beobachtet werden, dass im Stützbereich an den Enden des unteren Bewehrungselementes während des Versuches die Spannung von Druck-Druck zu Druck-Zug wechselten. Dies konnte auf die Rissentwicklung im Beton und die sehr

hohe Biegesteifigkeit des externen Bewehrungselementes zurückgeführt werden. Um diesen lokalen Effekt in den weiteren Versuchen erfassen zu können, wurden beim zweiten und dritten Versuchskörper zusätzliche Wegaufnehmer (WU18, WU28, WU19 und WU29) angebracht.

Für die Kontrolle der Auflagerlasten wurden jeweils zwei Kraftmessdosen zwischen dem Balken und den Endlagern gesetzt. Sämtliche Auflagerlasten konnten so erfasst werden.

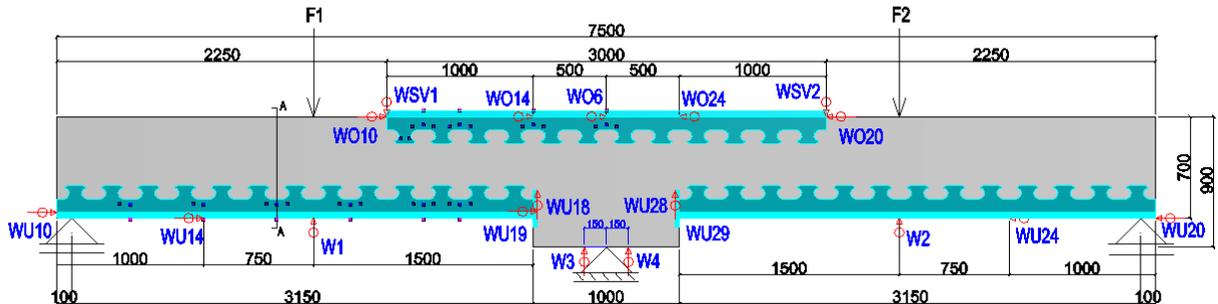


Abbildung 4-9: Übersicht Wegaufnehmer (DLT)
Plan of LVDTs (DLT)

4.2.3.3 Risse Cracking

Die Risse im Beton wurden vor und nach der ersten statischen Belastung, sowie nach dem Ende der zyklischen Belastung, dokumentiert. Die Rissentwicklung wurde farblich getrennt angezeichnet. Alle Risse vor dem statischen Test wurden rot, die nach dem statischen Test wurden blau und die Risse nach dem zyklischen Testprogramm wurden grün markiert.



Abbildung 4-10: Risse im Beton von DLT3
Crack in concrete of DLT3

4.2.4 Versuchsdurchführung und –auswertung Test procedure and evaluation

Die zyklischen Durchlaufträgetests wurden in der Meyer-Jens-Halle (MJH) der Technischen Universität München im Zeitraum von April bis Dezember 2014 durchgeführt. Beide Felder hatten eine Spannweite von 3650 mm und wurden mit phasenversetzten Einzellasten unter einer zyklischen Trapezlast getestet. Die Lage der Einzellasten und die Versuchsanordnung zeigt Abbildung 4-1.

Die Lastaufbringung erfolgte mit einem Lukas Hydraulikzylinder (1000 kN) mit einer Lastfrequenz von 0,3 Hz. Die Lastfunktionen für die beiden Felder erfolgte nicht synchron, sondern hatte einen Phasenversatz von $\varphi = 45^\circ$. (s. Abbildung 4-2)

Den Versuchsaufbau der Durchlaufträgerversuche zeigen Abbildung 4-11 und Abbildung 4-12. Abbildung 4-13 zeigt die Ausbildung des Festlagers im Stützbereich. Das Rollenlager einschließlich der Anordnung der Kraftmessdosen ist in Abbildung 4-14 dargestellt. Aufgrund der fertigungstechnischen Toleranzen konnten die drei Lager nicht auf einer gemeinsamen Höhenkote angeordnet werden. Die Ausrichtung an einer Höhenkote der Lager ohne Ausgleich von Fertigungstoleranzen hat bei statisch unbestimmten Strukturen einen großen Einfluss auf die Lagerreaktionen und im konkreten Fall eine Änderung des Lastabtrages der externen Bewehrungselemente zur Folge. Durch die im Versuch verwendete höhenverstellbare Lagerkonstruktion wurden diese Einflüsse ausgeschlossen.



Abbildung 4-11: (li.) Versuchsstand DLT3
(le.) Test setup of DLT 3

Abbildung 4-12: (re.) Versuchsstand DLT3
(ri.) Test setup of DLT 3

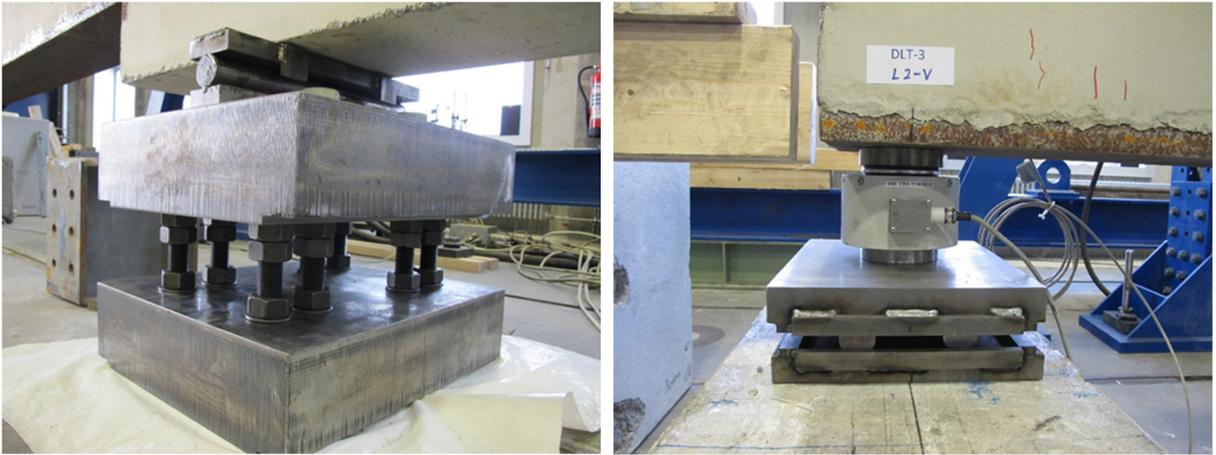


Abbildung 4-13: (li.) Fixlager Stützbereich
(le.) hinged bearing in the middle

Abbildung 4-14: (re.) Rollenlager Trägerende
(ri.) Expansion bearing at the side

Um die Lastwerte der zyklischen Last für den Versuch zu bestimmen, wurden die theoretisch auftretenden ermüdungsrelevanten Spannungen an den externen Bewehrungselementen ermittelt.

Aufgrund zahlreicher nationaler und internationaler Forschungsbemühungen der letzten Jahre liegt ein validiertes Bemessungsmodell [FO10], [FI07b], [Me10a], [Me10b], [Me10c], [Me10d] für die Verbunddübel vor. Dieses bezieht sich zum einen auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit und ist darüber hinaus auch für die Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von Verbunddübeln zumindest in einfachen Fällen anwendbar.

Für Stegdicken zwischen 18 mm und 36 mm kann bei Konstruktionen mit der entsprechenden Bewehrungsführung (Verbügelung und Dübeleinfassung) die Tragfähigkeit des Stahldübels nach folgender Formel [Me10a] bestimmt werden:

$$P_{RD} = 1840 \frac{KN}{m} + 350 \cdot \frac{t_w - 21}{6} \ll 2200 \frac{KN}{m} \quad (4-1)$$

Zur Bestimmung der Normalspannungen für die Ermüdungsfestigkeit im Dübelgrund gilt die Dübelgeometrie ($e_x = 250 \text{ mm}$; $h = 100 \text{ mm}$):

$$\sigma_x = f_{local} \cdot \frac{V_{ED} \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} + f_{global} \cdot \frac{M_{ED} \cdot z}{I_y} \quad (4-2)$$

mit:

- $f_{global} = 1,45$ ($e_x = 250 \text{ mm}, h = 100 \text{ mm}$)
- $f_{local} = 7,21$ ($e_x = 250 \text{ mm}, h = 100 \text{ mm}$)

In Tabelle 4-2 ist eine Übersicht der Biegemomente und Querkräfte in Abhängigkeit der Laststellung für die Versuchsträger dargestellt. Die maximal auftretende Last wurde dabei für einen Lastzyklus an den Positionen a bis c berechnet. Bei der Ermittlung der Zahlenwerte wurde dabei vereinfacht von einem Zweifeldträger mit konstanter Biegesteifigkeit ausgegangen. Diese Annahme kann für den Feldbereich als gute Näherung betrachtet werden, da die Bewehrung nicht gestaffelt wurde und das externe Bewehrungselement einen konstanten ideellen

Querschnitt hat. Dies geht auch aus Abbildung 4-3 hervor. Die höhere Steifigkeit im Stützbe-
reich ($h = 0,9 \text{ m}$) ist vernachlässigt worden.

Tabelle 4-2: Berechnung der Biegemomente und der Querkräfte für den Versuchsträger
Calculation of bending moment and shear force for continuous beam

| | Laststellung 1 | Laststellung 3 | Laststellung 5 | Laststellung 7 |
|------------------------------------|----------------------------|------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Zylinderkraft | | | | |
| Biegemoment | | | | |
| Querkraft | | | | |
| M_a | $M_a' = 0,156 F_{\min} L$ | $M_a' = 0,1975 \Delta F L^*$ | $M_a' = 0,156 \Delta F L$ | $M_a' = 0,0235 \Delta F L$ |
| $V_a(R)$ | $V_a' = -0,687 F_{\min}$ | $V_a' = 0,64 \Delta F$ | $V_a' = -0,687 \Delta F$ | $V_a' = -0,047 \Delta F$ |
| M_b | $M_b' = -0,188 F_{\min} L$ | $M_b' = -0,141 \Delta F L$ | $M_b' = -0,188 \Delta F L$ | $M_b' = -0,047 \Delta F L$ |
| $V_b(R)$ | $V_b' = 0,687 F_{\min}$ | $V_b' = 0,3905 \Delta F$ | $V_b' = 0,687 \Delta F$ | $V_b' = 0,2965 \Delta F$ |
| M_c | $M_c' = 0,156 F_{\min} L$ | $M_c' = 0,0545 \Delta F L$ | $M_c' = 0,156 \Delta F L$ | $M_c' = 0,1015 \Delta F L$ |
| $V_c(L)$ | $V_c' = 0,687 F_{\min}$ | $V_c' = 0,3905 \Delta F$ | $V_c' = 0,687 \Delta F$ | $V_c' = 0,2965 \Delta F$ |
| * $\Delta F = F_{\max} - F_{\min}$ | | | | |

Die maximale Spannungsschwingbreite kann aus den Schnittgrößen wie folgt bestimmt werden:

Position a:

$$\Delta M = 0,221 \Delta F L \quad (\text{Laststellung 3} - \text{Laststellung 7})$$

$$\Delta V = 0,687 \Delta F \quad (\text{Laststellung 1} - \text{Laststellung 5})$$

$$\Delta \sigma = f_{local} \cdot \frac{\Delta V \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} + f_{global} \cdot \frac{\Delta M \cdot z}{I_y} = 434,6 \cdot \Delta F + 96,2 \cdot \Delta F = 530,8 \cdot \Delta F$$

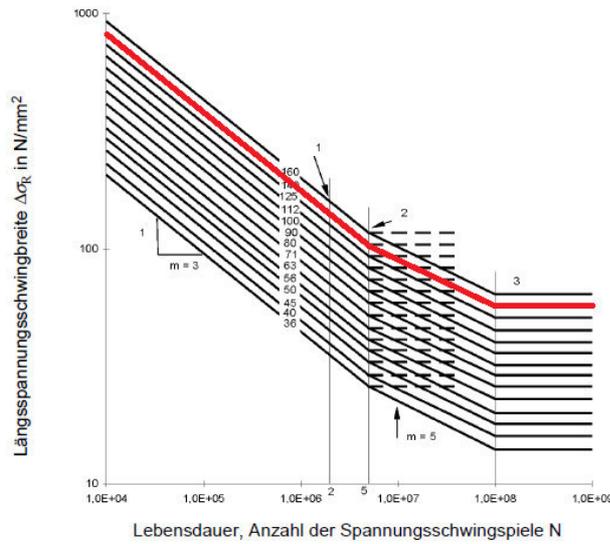
Position b:

$$\Delta M = 0,188 \Delta F L \quad (\text{Laststellung 1} - \text{Laststellung 5})$$

$$\Delta V = 0,687 \Delta F \quad (\text{Laststellung 5} - \text{Laststellung 1})$$

$$\Delta \sigma = f_{local} \cdot \frac{\Delta V \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} + f_{global} \cdot \frac{\Delta M \cdot z}{I_y} = 315,0 \cdot \Delta F + 76,9 \cdot \Delta F = 391,9 \cdot \Delta F$$

Um die Ermüdungsfestigkeit der Stahldübel zu bestimmen, wurde eine Wöhlerkurve mit Kerbfall 140 als Annahme des 50%-Fraktilwertes der Wöhlerlinie bei einer brennengeschnittenen Kante gewählt. Daraus wurden, wie in Tabelle 4-3 dargestellt, die Lastbereiche der Einzellasten in den Versuchen bestimmt.



**Abbildung 4-15: Ermüdungsfestigkeitskurve für Längsspannungsschwingbreiten [EN1993b]
Fatigue strength curves for normal stress ranges [EN1993b]**

**Tabelle 4-3: Durchlaufträger test (DLT)
Continuous beam test (DLT)**

| Test | Versuchszeitraum | Lastbereich | Lastzyklen | Anmerkung |
|------|----------------------------|----------------------------|---------------|-------------------------------|
| DLT2 | 15.04.2014 - 02.06.2014 | 650 kN (100 kN- 750 kN) | 0,5 Millionen | Risse in Beton versagen |
| DLT3 | 23.06.2014 - 06.08.2014 | 600 kN (100 kN- 700 kN) | 1 Millionen | |
| DLT1 | 04.09.2014 - 05.12.2014 | 600 kN (100 kN- 700 kN) | 1,8 Millionen | Isolationsprobleme bei DMS |

Vor den zyklischen Versuchen wurden die Versuchskörper mit einer statischen Belastung entsprechend der zyklischen Höchstlast belastet. Nach jeweils 100.000 Lastzyklen wurde dieser statische Belastungsversuch wiederholt, um die zeitliche Veränderung des Tragverhaltens bewerten zu können. Der Tabelle 4-3 kann die maximale Zyklenzahl entnommen werden.

4.2.5 Versuchsergebnisse Test results

Der erste Test DLT2 wurde in der Zeit vom 15.04.2014 bis zum 02.06.2014 in der Meyer Jens Halle des MPA Bau der Technischen Universität München durchgeführt. Der Prüfkörper wurde dabei dynamisch mit Lasten zwischen 100 kN und 750 kN pro Zylinder belastet. Die Schwingbreite der Last betrug damit 650 kN pro Zylinder.

Aufgrund lokaler Effekte am Ende der unteren externen Bewehrungselemente stellte sich, wie im folgenden Abschnitt erläutert wird, keine vollständige Durchlaufwirkung am Zwischenaufleger ein. Stattdessen wurde der Beton dort nicht nur auf Druck, sondern ebenfalls auf Zug beansprucht. Dies führte nach 500.000 Lastwechseln zur Rissentwicklung im Beton.



Abbildung 4-16: (li.) Rissbildung im Beton bei DLT 2 (Rückseite)
(le.) Failure of concrete in DLT2 (back side)

Abbildung 4-17: (re.) Rissbildung im Beton bei DLT 2 (Vorderseite)
(ri.) Failure of concrete in DLT2 (front side)

Der zweite Test mit Versuchskörper DLT3 wurde in der Zeit vom 23.06.2015 bis zum 06.08.2014 mit einer Schwingbreite von 600 kN pro Zylinder ($P_{\min}=100$ kN bis $P_{\max}=700$ kN) durchgeführt. Der Versuch wurde nach 1.000.000 Lastwechsel beendet.

Zwischen dem 04.08.2014 und dem 05.12.2014 wurde abschließend der Versuchskörper DLT1 mit einer Schwingbreite von 600 kN pro Zylinder ($P_{\min}=100$ kN bis $P_{\max}=700$ kN) getestet. Bei diesem Versuch konnten keine Dehnungsmessungen durchgeführt werden, da beim Betonieren der Versuchskörper offensichtlich die Verkabelung beschädigt wurde. Der Versuch wurde nach 1.800.000 Lastwechseln beendet.

4.2.5.1 Lokale Effekte bei den Durchlaufträgerversuchen **Local effects in continuous beam tests**

Das Versagen bei Versuch DLT2 und die Ausbildung der Risse im Beton bei DLT1 und DLT3 lassen sich auf lokale Effekte im Bereich der unteren externen Bewehrungselemente am Zwischenauflager zurückführen. Wie man in Abbildung 4-16 und Abbildung 4-17 erkennen kann, geht die Rissbildung von der Kopfplatte der externen Bewehrungselemente aus und verläuft schräg nach außen. Aufgrund der großen Eigenbiegesteifigkeit der externen Bewehrungselemente kam es hier zu einem Ausschälteffekt (Pull-Out-Effekt), der auch zu einem Abscheren der Ecken am Beton des mittleren Auflagers führte. Im Zusammenspiel mit dem schräg nach oben verlaufenden Riss bildete sich daher als statisches System weniger ein Durchlaufträger, als vielmehr eine Art Einfeldträgerwirkung der beiden Trägerhälften mit Druckbogen und dem unteren externen Bewehrungselemente als Zugband, aus.

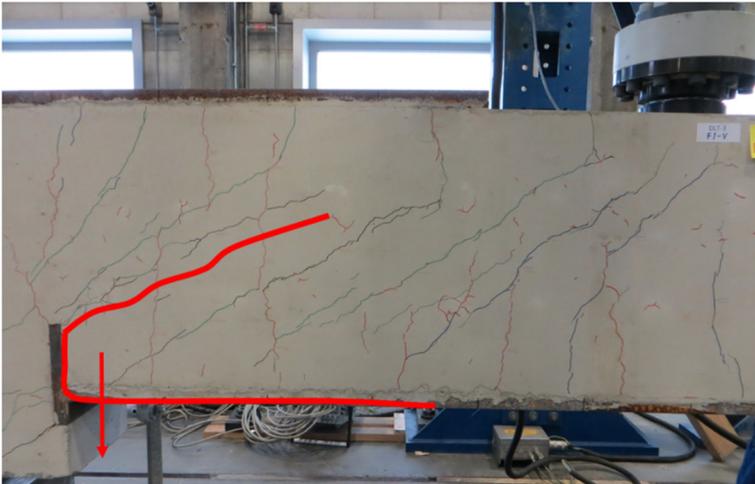


Abbildung 4-18: Lokaler Tragmechanismus am Zwischenaufleger
Local effect near the intermediate support

Während des Versuchs wurden die Auflagerkräfte an den Endauflagern mit Hilfe von zwei Kraftmessdosen sowie die Belastung durch die beiden hydraulischen Zylinder gemessen. Mit Hilfe dieser Informationen lässt sich der Momentenverlauf rekonstruieren, der sich während der Versuche jeweils einstellt. In Abbildung 4-19 ist das Belastungsregime von Versuch DLT2 dargestellt, in Abbildung 4-20 der Versuchsaufbau. Aufgrund der Kraftmessungen kann in den Schnitten Po.1 bis Po.5 (s. Abbildung 4-20) das jeweils im Versuch tatsächlich vorhandene Biegemoment angegeben werden.

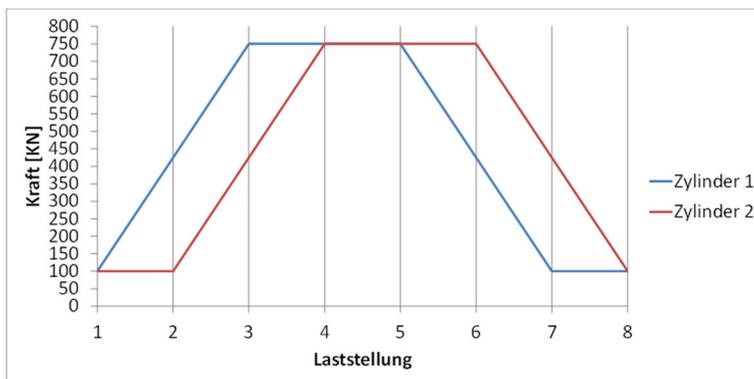


Abbildung 4-19: Belastungsregime bei Versuch DLT2
Load history for one circle (DLT2).

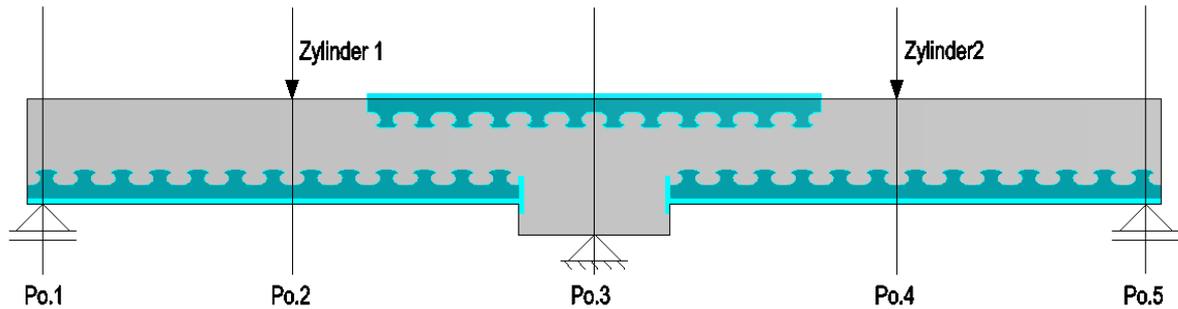


Abbildung 4-20: Lage der Schnitte, in denen das Biegemoment rekonstruiert wurde
Positions of the evaluated cross sections

Zusätzlich wurden die Verläufe des Biegemomentes für einen idealen Zweifeldträger mit konstanter Biegesteifigkeit und für zwei Einfeldträger ermittelt und mit den Messergebnissen verglichen. Im Folgenden werden beispielhaft die Ergebnisse von Versuch DLT3 betrachtet. Der Vergleich der Biegemomente in den Schnitten Po.1, 3 und 5 ist in Abbildung 4-21 und Abbildung 4-22 dargestellt. In Abbildung 4-21 ist dabei der Zustand des Lastzyklus dargestellt, bei dem beide Zylinder die Minimallast von 100 kN aufbringen. In Abbildung 4-22 ist der Zustand, bei dem der Zylinder 1 die Maximallast von 700 kN und Zylinder 2 die Minimallast von 100 kN aufbringt, abgebildet (vgl. Abbildung 4-19).

In Abbildung 4-21 stellen die obere gestrichelte und die untere gepunktete orange Linie jeweils die Biegemomentenverläufe des reinen Zweifeldträgers und des reinen Einfeldträgers dar. Die Messergebnisse sind mit durchgezogenen Linien in blau, hellblau und grün eingetragen. Man erkennt, dass bei der Erstbelastung das statische System des Versuchskörpers weitgehend dem eines Zweifeldträgers mit konstanter Steifigkeit gleicht. Dies ändert sich jedoch mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen. Nach 500.000 Lastzyklen ist das Stützmoment gegenüber dem Zweifeldträger bereits nahezu halbiert, aufgrund der Rissbildung im Beton hat sich das statische System vom Zweifeldträger hin zu zwei Einfeldträgern mit Druckbogen-Zugbandwirkung verändert. Danach hat sich ein stabiles System eigenstellt. Mit zunehmender Zahl der Lastzyklen ist der Biegemomentenverlauf nahezu konstant. Die starke Reduktion des Stützmomentes führte dazu, dass die obere Externe Bewehrung während des Versuchs sukzessive entlastet wurde.

Das geschilderte Verhalten der Versuchskörper kann auch aus Abbildung 4-21 und Abbildung 4-22 abgelesen werden.

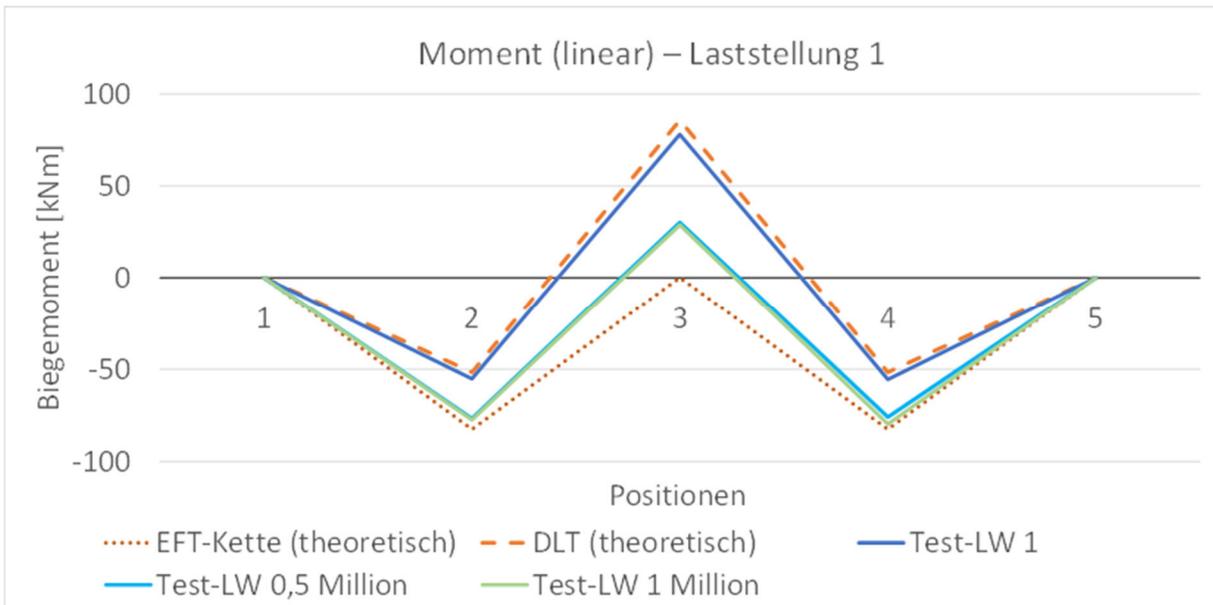


Abbildung 4-21: Biegemomentenverlauf bei DLT3 (Laststellung 1, $F_1=100$ kN, $F_2=100$ kN)
Moment distribution DLT3 (Point 1, $F_1=100$ kN, $F_2=100$ kN)

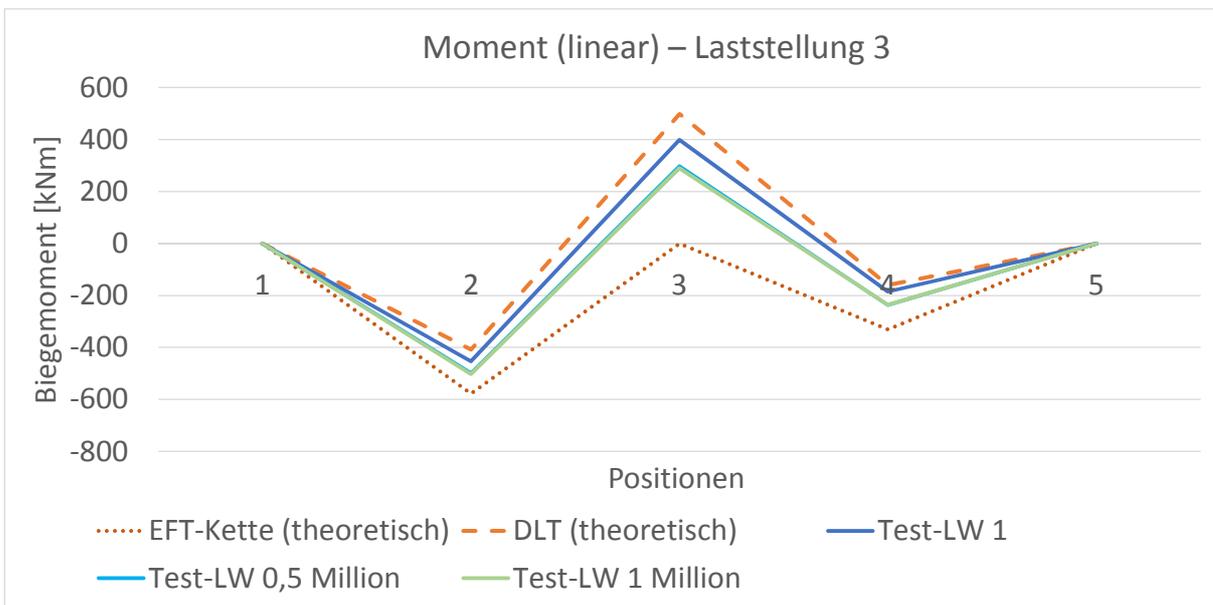


Abbildung 4-22: Biegemomentenverlauf bei DLT3 (Laststellung 3, $F_1=700$ kN, $F_2=400$ kN)
Moment distribution DLT3 (Point 3, $F_1=700$ kN, $F_2=400$ kN)

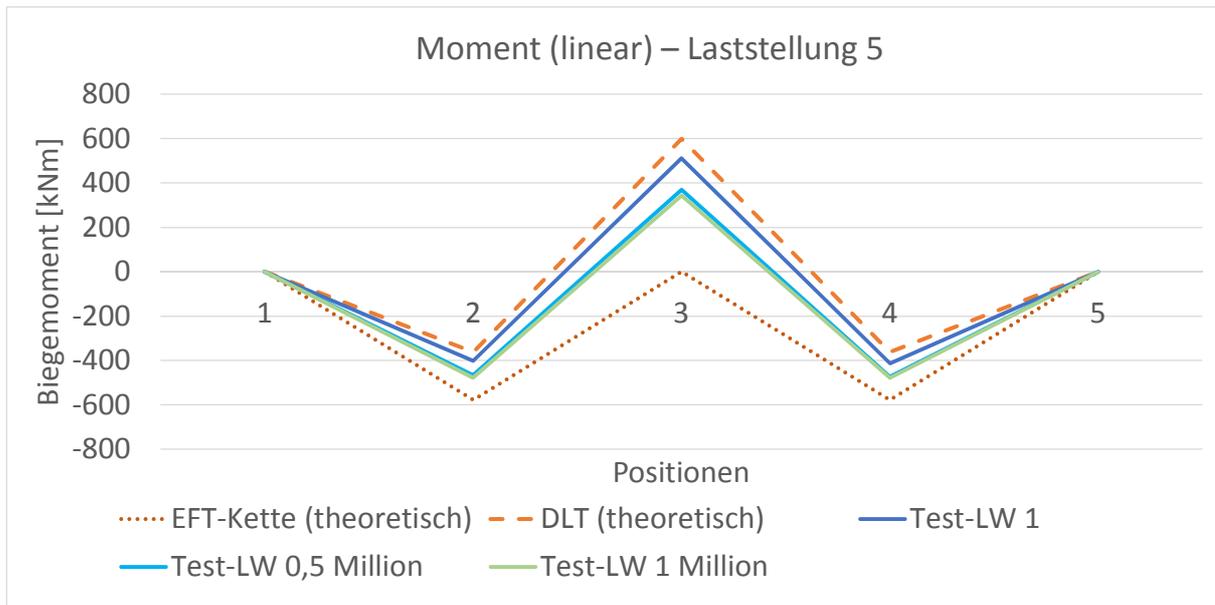


Abbildung 4-23: Biegemomentenverlauf bei DLT3 (Laststellung 5, $F_1=700$ kN, $F_2=700$ kN)
Moment distribution DLT3 (Point 5, $F_1=700$ kN, $F_2=700$ kN)

Nach Ausbildung der Risse und des veränderten statischen Systems mit Druckbogen-Zugbandwirkung erfolgte der Lastabtrag wie in Abbildung 4-24 dargestellt. Man erkennt, dass die Querkraft am Zwischenaufleger nicht direkt von der externen Bewehrung in dieses geleitet werden konnte, sondern zunächst über die auflagernahe Bügelbewehrung hochgehängt wurde, um sich dann mit einer Druckstrebe auf dem Zwischenaufleger abzustützen. Es ist zudem erkennbar, dass bei dieser Tragwirkung die obere Externe Bewehrung weitgehend unbelastet blieb.

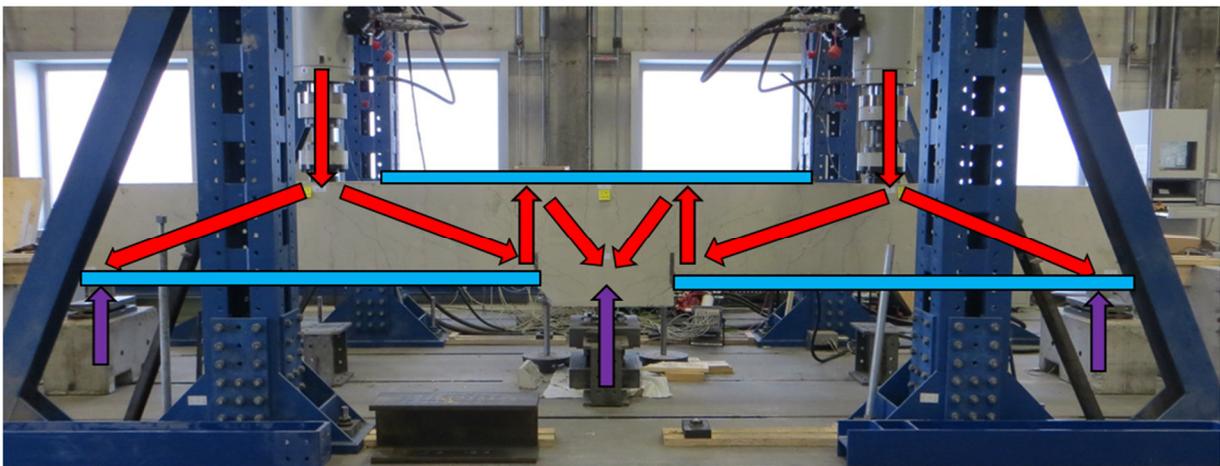


Abbildung 4-24: Fachwerkmodell für die Durchlaufträgerversuche
Truss model for continuous beam tests

4.2.5.2 Verformungen Deformation

Im Folgenden werden wiederum die Ergebnisse des Versuchs DLT3 beispielhaft herangezogen. Bei diesem Versuch wurden durch die beiden Zylinder jeweils Belastungen zwischen

100 kN und 700 kN entsprechend dem in Abbildung 4-19 dargestellten Lastregime aufgebracht. Insgesamt wurde der Versuchskörper mit 1.000.000 Lastzyklen belastet.

Mit Hilfe der induktiven Wegaufnehmer W1 und W2 wurde die Durchbiegung des Trägers in den Schnitten 2 und 4 direkt unter den Hydraulikzylindern gemessen. Wie in Abbildung 4-25 erkennbar ist, traten in beiden Feldern des Versuchskörpers Verformungsschwingbreiten gleicher Größenordnung auf. Die Verformungen nahmen zunächst mit zunehmender Lastzyklenzahl stark zu. Nach ca. 100.000 Lastzyklen trat eine Stabilisierung ein, gefolgt von einer weiteren Zunahme nach ca. 400.000 Zyklen. Nach 600.000 Zyklen kommt es nur noch zu einer kleineren kontinuierlichen Zunahme. Die Verformungszunahme ist zunächst auf die Rissbildung im Beton und das leichte Ausschälen der unteren externen Bewehrung im Bereich des Zwischenauflegers zurückzuführen, die zu der erwähnten Änderung des ursprünglichen statischen Systems führt.

In Abbildung 4-26 sind die in einem Lastzyklus auftretenden Verformungen für die Wegaufnehmer W1 und W2 jeweils für einen Lastzyklus zu Beginn und am Ende des Versuchs dargestellt. Man erkennt, dass nicht nur der Absolutwert der Verformung, sondern auch die Völligkeit der Hysterese zunimmt.

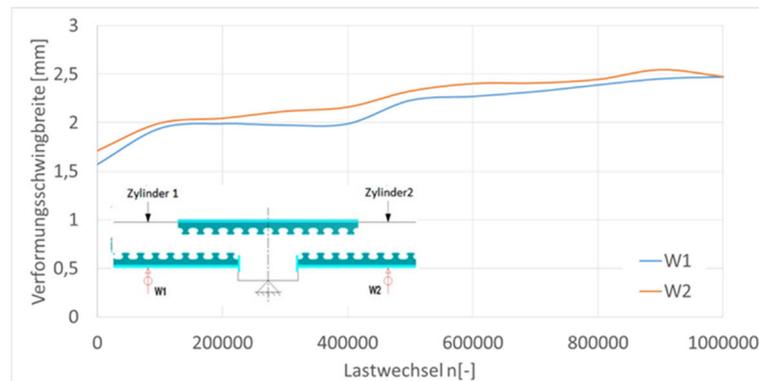


Abbildung 4-25: Verformungsschwingbreite in Feldmitte bei DLT 3
Deformation range in the middle of span DLT3

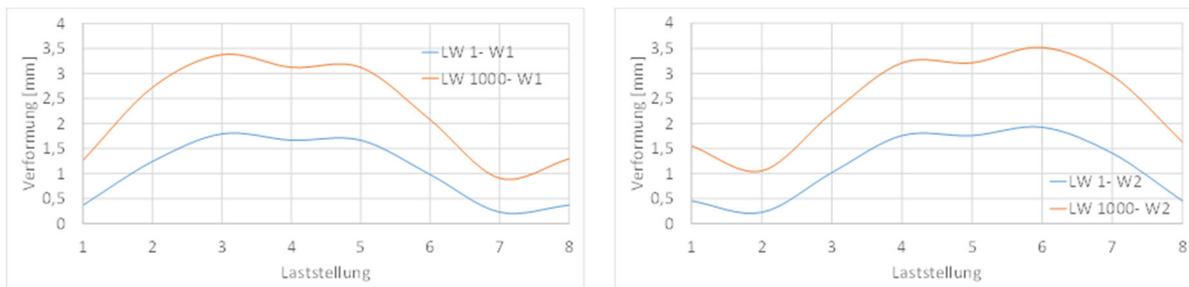
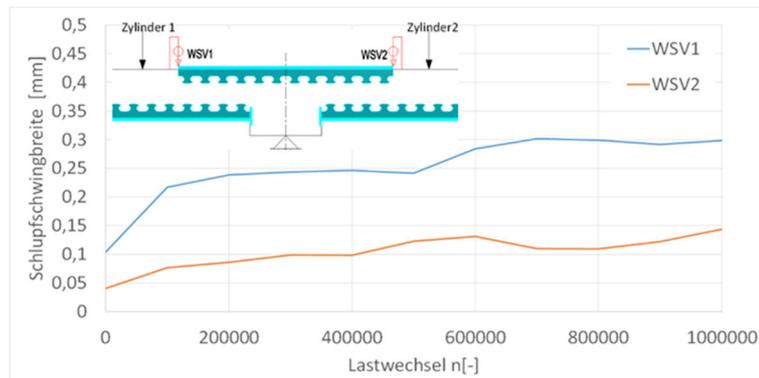


Abbildung 4-26: Verformungsverlauf für einen Lastwechsel in den Feldmitten von DLT3
Deformation range of one load circle in the middle of span DLT3

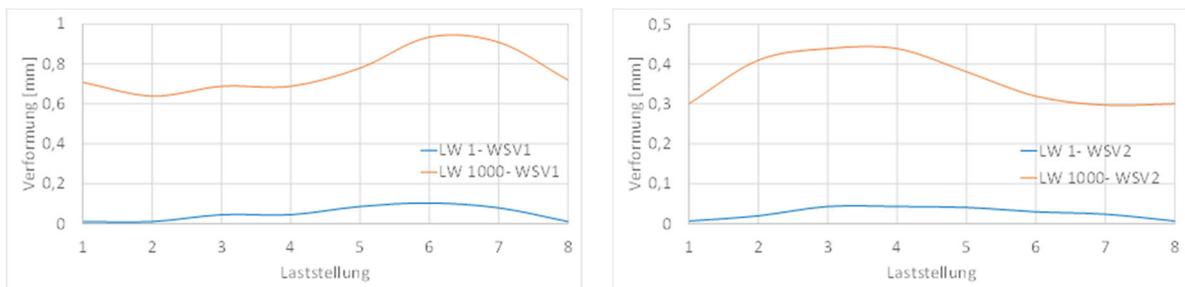
Im Bereich des Endes der oberen externen Bewehrungselemente traten aufgrund der Eigenbiegesteifigkeit der Elemente wieder Auszugskräfte auf (Pull-Out-Effekt). Die auftretende vertikale Relativverformung zwischen dem externen Bewehrungselement und dem Betonkörper wurde während der Versuche mit den induktiven Wegaufnehmern WSV1 und WSV2 aufgezeichnet.

Abbildung 4-27 und Abbildung 4-28 zeigen die Entwicklung der Schwingbreite der genannten Relativverformung (vertikale Schlupfeschwingbreite) an diesen Stellen für Versuch DLT3. Diese nahm wieder zu Beginn des Versuchs zunächst stark zu, verblieb dann von ca. 100.000 Lastzyklen bis zu ca. 500.000 Lastzyklen auf einem mehr oder weniger konstanten Niveau, um dann wieder anzusteigen. Nach ca. 600.000 Lastzyklen traten keine Veränderungen mehr auf. Aus Abbildung 4-27 ist zudem erkennbar, dass hier im Versuch keine Symmetrie vorlag.

Der Maximalwert des vertikalen Schlupfes innerhalb eines Lastzyklus vergrößerte sich von 0,1 mm zu Beginn des Versuchs auf bis zu 0,95 mm bei Versuchsende. Dies deutet auf verhältnismäßig große Auszugskräfte hin, so dass davon auszugehen ist, dass der Pull-Out-Effekt auch die Übertragung des Längsschubs in die obere Externe Bewehrung stark beeinflusst hat.



**Abbildung 4-27: Schlupfeschwingbreite am Ende der oberen externen Bewehrung bei DLT 3
Vertical slip at the end of the upper external reinforcement (DLT3)**

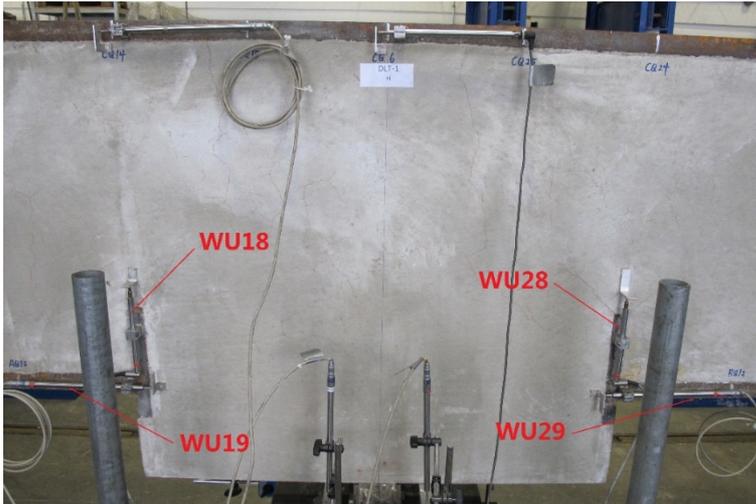


**Abbildung 4-28: Vertikaler Schlupf bei einem Lastzyklus zu Beginn des Versuches und am Ende des Versuches am Ende (obere Externe Bewehrung(DLT3))
Vertical slip of one load circle at test start and ending (upper external reinforcement (DLT3)**

Im Fall eines reinen Durchlaufträgers kann davon ausgegangen werden, dass das dem Zwischenauflager zugewandte Ende der unteren externen Bewehrung beim vorliegenden Lastregime immer überdrückt ist. Die Eigenbiegesteifigkeit der externen Bewehrung führte aufgrund der nicht vorhandenen Konformität von der Biegelinien des externer Bewehrung zum Gesamtträger zu dem bereits mehrfach beschriebenen Pull-Out-Effekt. Im Versuch konnte daher ein auf und ab bewegen der Kopfplatte der externen Bewehrung beobachtet werden. Der Verbund zwischen externer Bewehrung und Betonkörper wurde nachgiebig und im Bereich der Kopfplatte konnte sowohl vertikaler als auch horizontaler Schlupf beobachtet werden. Aufgrund des auftretenden horizontalen Schlupfes war die Kopfplatte nicht mehr zu jedem Zustand des Belastungszyklus vollständig überdrückt, sondern wurde teilweise auch gezogen. Dies ist auf den

bereits beschriebenen, sich aufgrund der Rissbildung im Beton ausbildenden Druckbogen-Zugband-Mechanismus zurückzuführen.

Wie in Abbildung 4-29 dargestellt ist, wurde der horizontale und vertikale Schlupf zwischen den Endplatten der unteren externen Bewehrung und dem Betonkörper während der Versuche gemessen. Die Wegaufnehmer WU18 und WU28 diente der Messung des vertikalen Schlupfes. Die Messstellen WU19 und WU29 waren zur Messung des horizontalen Schlupfes. Bei Versuch DLT3 wurde nur der horizontale Schlupf gemessen. Aus diesem Grund werden im Folgenden beispielhaft die Ergebnisse von Versuch DLT1 diskutiert.



**Abbildung 4-29: Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfs im Bereich des Zwischenauflegers
The arrangement of LVDTs for slips of local effect**

Wie in Abbildung 4-30 und Abbildung 4-31 gezeigt, vergrößerte sich der Schlupf während der zyklischen Prüfung. Nach 1 Millionen Lastzyklen, vergrößerte sich der maximale horizontale Schlupf auf 1,2 mm und der maximale vertikale Schlupf wuchs auf 2,0 mm an. Die Zunahme des Schlupfes am Ende des externen Bewehrungselementes war auf das Risswachstum und die Verminderung der Tragfähigkeit des Balkenquerschnittes zurückzuführen. Weiter konnte beobachtet werden, dass sich das Moment und die Schubkraft umlagerten als die ersten diagonalen Risse auftraten. Im ersten Versuch, dem DLT2, versagte nach 0,5 Millionen Lastwechsel der Beton im Verankerungsbereich des externen Bewehrungselementes, also dem Bereich der M-V-Interaktion. In den weiteren zwei Versuchen konnte das gleiche Rissbild festgestellt werden.

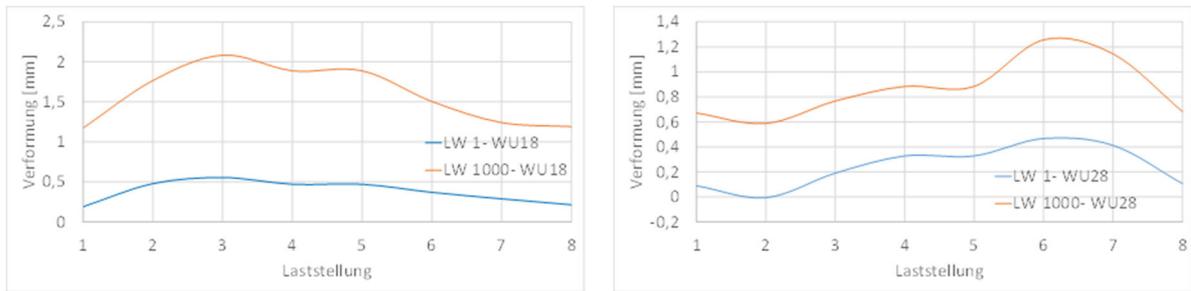


Abbildung 4-30: vertikaler Schlupf nach einem Lastwechsel am Ende des unteren externen Bewehrungselementes (DLT1)
Vertical slips of one load circle at the end of the lower external reinforcement (DLT1)

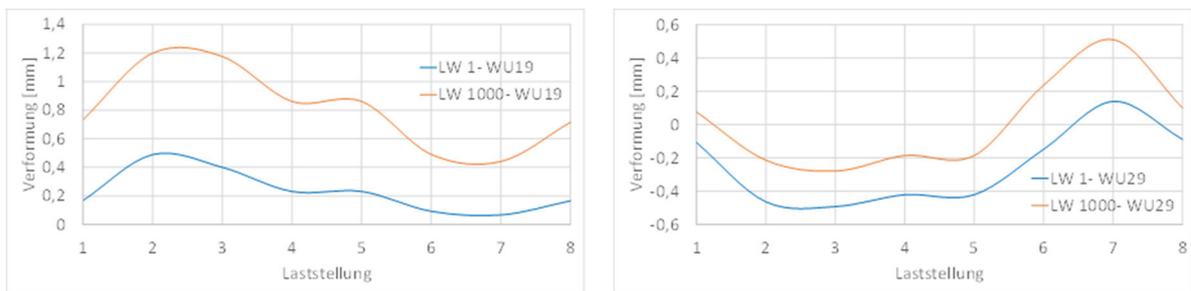


Abbildung 4-31: horizontaler Schlupf nach einem Lastwechsel am Ende des unteren externen Bewehrungselementes (DLT1)
Horizontal slips of one load circle at the end of the lower external reinforcement (DLT1)

4.2.5.3 Spannungen im Stahldübel Stress in the steel dowels

Um die Spannungsverteilung am Stahldübel zu messen, wurden Dehnungsmessstreifen sowohl an den Stahldübeln der oberen, als auch denen des unteren externen Bewehrungselementes angebracht. Die Positionen der einzelnen Dehnungsmessstreifen wurden durch deren Bezeichnung gekennzeichnet. Die Definition der Bezeichnungen der einzelnen Stahldübel und die Positionen der Dehnungsmessstreifen zeigen Abbildung 4-32 und Abbildung 4-33. Zum Beispiel befindet sich der Dehnungsmessstreifen CQ13 am ersten Dübel im oberen externen Bewehrungselement, mit der rechten Position bei 24° (vgl. Abbildung 4-33).

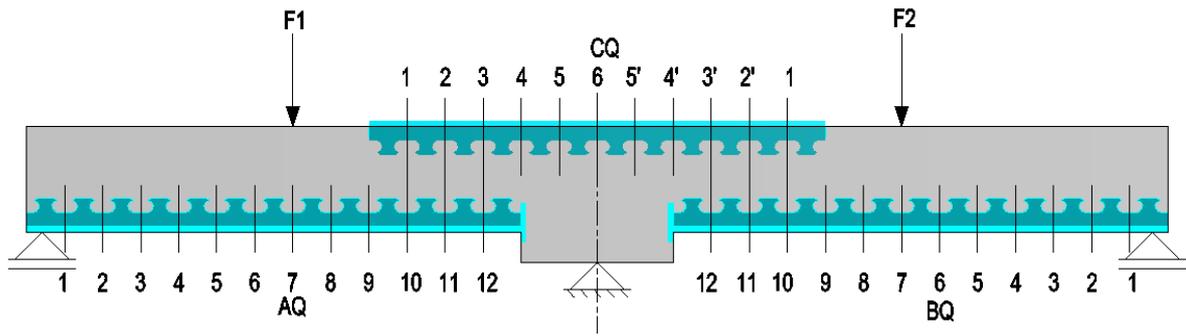


Abbildung 4-32: Bezeichnung der Dübel beim DLT
Designation of the dowels in DLT

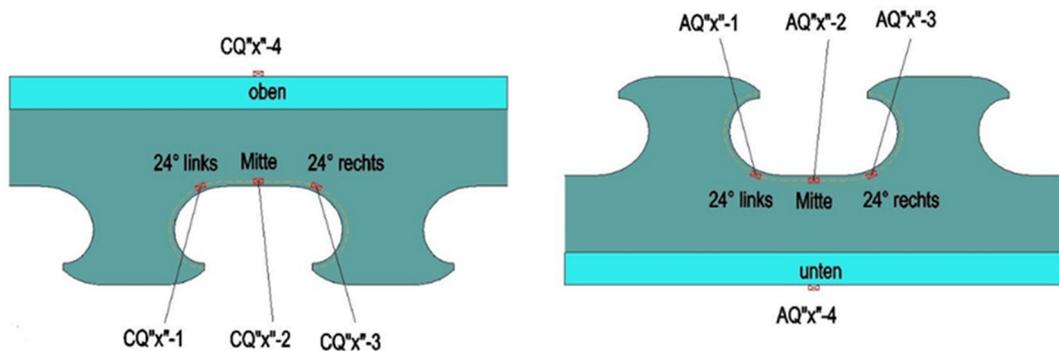


Abbildung 4-33: Anordnung der Dehnungsmessstreifen am Stahldübel (li.: oben ; re.: unten)
Arrangement of the strain gauges on steel dowel (le.: upper, ri.: bottom)

Das untere externe Bewehrungselement wies ein positives Biegemoment auf und der auftretende Spannungsbereich an den Stahldübeln ist in Abbildung 4-34 dargestellt. Die linke Abbildung zeigt den Spannungsbereich an Position 24° und die rechte Abbildung zeigt den Spannungsbereich am unteren Flansch. Der Spannungsbereich wurde durch Dehnungsmessstreifen erhalten, deren Position 5 mm von der Kante des Stahldübels eingeschoben war, so dass die maximale Spannung am Hotspot des Dübels ermittelt werden konnte [PR10]. Die Ergebnisse wurden berechnet und in Tabelle 4-4 zusammengefasst.

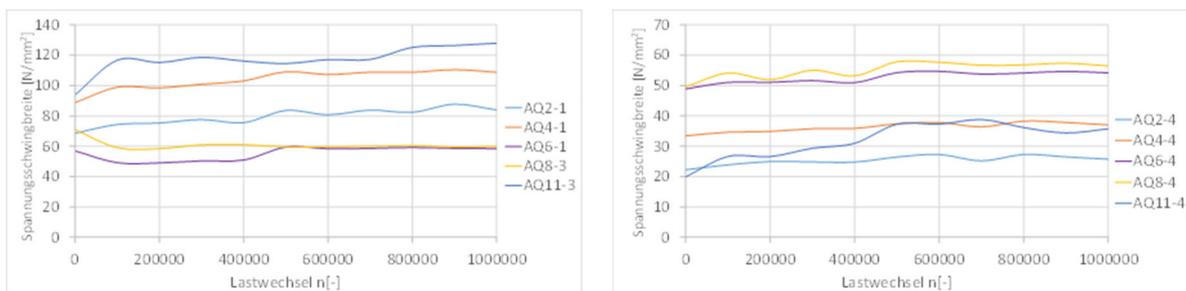
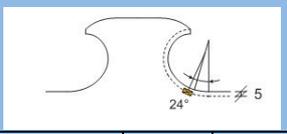


Abbildung 4-34: Spannungsschwingbreite am Stahldübel des unteren externen Bewehrungselementes (links: Position 24°; rechts: untere Flansch)
stress range on the steel dowel of lower external reinforcement DLT3 (left: position 24° of dowel, right: bottom flange)

Tabelle 4-4: Spannungsschwingbreite am Dübel (Pos. 24°), unteres Bewehrungselement (DLT3)
stress range of steel dowel (pos. 24°) in lower external reinforcement (DLT3)

|  | | | AQ2-1 Spannungsschwingbreite | | AQ4-1 Spannungsschwingbreite | | AQ6-1 Spannungsschwingbreite | | AQ11-3 Spannungsschwingbreite | |
|---|-----------|-----------|---------------------------------|---------------------|---------------------------------|---------------------|---------------------------------|---------------------|----------------------------------|---------------------|
| Lastwechsel (*1000) | Max. Last | Min. Last | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ |
| | kN | kN | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² |
| Berechnung | 100 | 700 | 105,3 | 178,1 | 116,1 | 194,2 | 127,0 | 213,5 | 133,2 | 219,8 |
| LW001 | 100 | 700 | 65,5 | 108,1 | 93,9 | 155,0 | 49,2 | 81,3 | 93,9 | 155,0 |
| LW100 | 100 | 700 | 74,4 | 122,8 | 98,9 | 163,3 | 49,2 | 81,1 | 116,8 | 192,7 |
| LW200 | 100 | 700 | 75,3 | 124,3 | 98,5 | 162,6 | 49,0 | 80,9 | 115,3 | 190,2 |
| LW300 | 100 | 700 | 77,6 | 128,1 | 101,0 | 166,7 | 50,4 | 83,2 | 118,6 | 195,7 |
| LW400 | 100 | 700 | 75,6 | 124,8 | 103,1 | 170,2 | 50,9 | 84,1 | 116,2 | 191,7 |
| LW500 | 100 | 700 | 83,6 | 138,0 | 109,1 | 180,2 | 59,4 | 98,1 | 114,6 | 189,0 |
| LW600 | 100 | 700 | 80,8 | 133,3 | 107,3 | 177,1 | 58,4 | 96,4 | 117,1 | 193,3 |
| LW700 | 100 | 700 | 83,8 | 138,4 | 108,9 | 179,7 | 58,6 | 96,8 | 117,3 | 193,5 |
| LW800 | 100 | 700 | 82,4 | 136,0 | 108,8 | 179,6 | 59,2 | 97,7 | 125,2 | 206,5 |
| LW900 | 100 | 700 | 87,7 | 144,8 | 110,5 | 182,4 | 58,6 | 96,8 | 126,4 | 208,6 |
| LW1000 | 100 | 700 | 83,9 | 138,5 | 108,8 | 179,5 | 58,4 | 96,4 | 128,0 | 211,1 |

Aufgrund der lokalen Effekte nahe des mittleren Auflagers, erzeugte das globale Stützmoment am oberen externen Bewehrungselement nur ein kleines Biegemoment und Schubkräfte, so dass die Spannungsschwingbreiten wesentlich kleiner als erwartet waren.

Wie in Abbildung 4-35 und Tabelle 4-5 gezeigt, waren die versuchstechnisch ermittelten Werte kleiner als die berechneten und bei einigen Messstellen nahm die Spannungsschwingbreite während des dynamischen Testes ab.

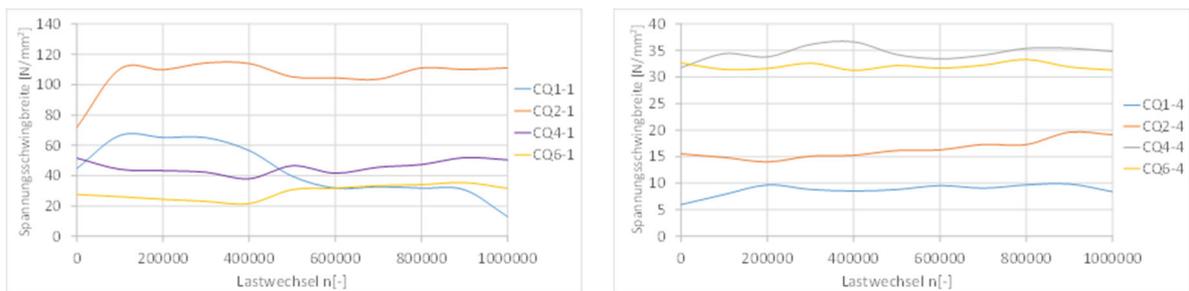


Abbildung 4-35: Spannungsschwingbreite am Stahlbübel des oberen externen Bewehrungselementes DLT3 (links: 24°; rechts: Flansch oben)
stress range on the steel dowel of upper external reinforcement DLT3 (left: position 24° of dowel, right: top flange)

**Tabelle 4-5: Spannungsschwingbreite Dübel (Pos. 24°) oberes Bewehrungselement (DLT3)
stress range of steel dowel (pos. 24°) in upper external reinforcement (DLT3)**

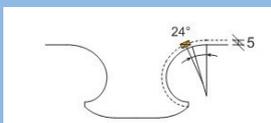
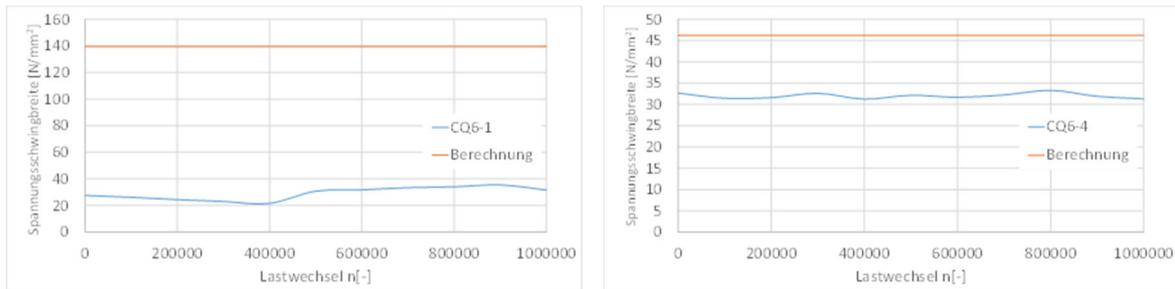
|  | | | CQ1-1 Spannungsschwingbreite | | CQ2-1 Spannungsschwingbreite | | CQ4-1 Spannungsschwingbreite | | CQ6-1 Spannungsschwingbreite | |
|---|-----------------|-----------------|---|--|---|--|---|--|---|--|
| Lastwechsel (*1000) | Max. Last kN | Min. Last kN | $\Delta\sigma_{DMS}$ N/mm ² | $\Delta\sigma_{HS}$ N/mm ² |
| Be-rechnug | 100 | 700 | 109,9 | 186,9 | 117,3 | 198,0 | 124,8 | 209,0 | 139,6 | 233,1 |
| LW000 | 100 | 700 | 56,8 | 93,8 | 118,6 | 195,8 | 41,7 | 68,9 | 20,1 | 33,2 |
| LW100 | 100 | 700 | 66,5 | 109,9 | 110,3 | 182,2 | 44,2 | 73,0 | 26,2 | 43,2 |
| LW200 | 100 | 700 | 65,2 | 107,7 | 109,8 | 181,3 | 43,3 | 71,5 | 24,4 | 40,3 |
| LW300 | 100 | 700 | 65,0 | 107,4 | 114,4 | 188,8 | 42,3 | 69,8 | 23,0 | 38,0 |
| LW400 | 100 | 700 | 56,6 | 93,4 | 113,9 | 188,1 | 38,0 | 62,7 | 21,6 | 35,7 |
| LW500 | 100 | 700 | 39,7 | 65,5 | 105,2 | 173,6 | 46,5 | 76,8 | 30,8 | 50,8 |
| LW600 | 100 | 700 | 31,7 | 52,4 | 104,5 | 172,5 | 41,6 | 68,7 | 31,8 | 52,4 |
| LW700 | 100 | 700 | 32,7 | 54,0 | 103,6 | 171,0 | 45,6 | 75,2 | 33,4 | 55,2 |
| LW800 | 100 | 700 | 31,8 | 52,5 | 111,0 | 183,3 | 47,3 | 78,1 | 34,1 | 56,3 |
| LW900 | 100 | 700 | 30,7 | 50,7 | 110,1 | 181,7 | 51,9 | 85,7 | 35,5 | 58,6 |
| LW1000 | 100 | 700 | 13,0 | 21,4 | 111,1 | 183,3 | 50,4 | 83,2 | 31,6 | 52,2 |

Abbildung 4-36 zeigt den Vergleich von theoretischen und gemessenen Spannungsschwingbreiten an Dübel 6 des oberen externen Bewehrungselementes. Der Dübel 6 war über der mittleren Stütze angeordnet. Sowohl an der Innenseite als auch an den Außenflächen des Dübels erreichte die gemessene Schwingbreite den berechneten Wert bei weitem nicht.



**Abbildung 4-36: Spannungsschwingbreite am Dübel 6 des oberen externen Bewehrungselementes DLT3 (li.: 24°, re.: oberer Flansch)
stress range on the steel dowel 6 of upper external reinforcement DLT3
(le.: position 24° of dowel, ri.: top flange)**

Da die Dehnungsmessstreifen am DLT1 bereits vor den Versuchen beschädigt wurden, liegen für diese Dübel keine Ergebnisse vor. Die gemessenen Spannungen an den Dübeln von DLT2

und DLT3 waren wesentlich kleiner als die berechneten Spannungen nach der Formel der ABZ [DIBT13].

Dies ist auf die bereits beschriebenen lokalen Effekte zurückzuführen. Es zeigte sich, dass für die in den Versuchen vorliegenden Verhältnisse die Formel der ABZ (Gl.4-2) zur Bestimmung der Spannungsschwingbreite offensichtlich nicht geeignet ist. Es stellt sich daher die Frage, in welchen Fällen diese ihre Gültigkeit besitzt und in welchen nicht. Diese Frage kann im Rahmen dieses Projektes nicht abschließend beantwortet werden, da dazu weitere umfangreiche Untersuchungen notwendig wären.

4.2.5.4 Rissbildung Cracking

Die Rissbilder wurden in den einzelnen Versuchen aufgenommen. Dabei wurden zur Kennzeichnung unterschiedlicher Zeitpunkte der Rissaufnahme unterschiedliche Farben verwendet (Rot: vor dem statischen Test; Blau: nach dem ersten statischen Test; Grün: nach dem dynamischen Test).

Beispielhaft zeigt Abbildung 4-37 das Rissbild bei Versuch DLT3 im Bereich des mittleren Auflagers. Nach dem ersten statischen Test traten nur einige vertikale Risse auf, die auf das Biegemoment zurückzuführen sind. Während den dynamischen Tests veränderte sich das Rissbild, indem zusätzliche Risse auftraten. Diese Risse waren entgegen den senkrechten Rissen aus der statischen Belastung stärker in die Horizontale geneigt, was durch Umlagerungen infolge der zyklischen Belastung zu erklären ist. Diese werden durch wechselnde Schubkräfte am Ende des unteren externen Bewehrungselementes hervorgerufen. Infolgedessen war vor allem ein Herausziehen beziehungsweise Herausrütteln der Endverankerung aus der Betonmatrix infolge der Schubkräfte zu beobachten.



Abbildung 4-37: Rissbildung am mittleren Lager DLT3
(li.: nach dem ersten statischen Test; re.: nach dem dynamischen Test)
Cracking near the intermediate support DLT3
(le.: after the first static test; ri.: after the dynamic test)

4.2.5.5 Rissbildung an den Stahldübeln Cracking at the steel dowels

Nach den zyklischen Versuchen wurden die Versuchsträger DLT1 und DLT3 an das Fertigteilwerk geliefert. Dort wurden die Träger entlang der Trägerlängsachse aufgeschnitten, um die Stahldübel freizulegen. Die Oberfläche des externen Bewehrungselementes wurde mit Hilfe des Farbeindringverfahrens nach Rissen, vor allem am Dübel, untersucht. Sowohl bei Versuchskörper DLT1 als auch bei DLT3 konnten keine Risse an den Stahldübeln festgestellt werden. Dies passt gut zu den in Tabelle 4-5 für DLT 3 zusammengefassten Ergebnissen der Dehnungsmessungen an den Dübeln. Die in den Versuchen aufgetretenen Schnittgrößenumlagerungen aufgrund des Pull-Out-Effektes führten zu einer Reduktion der Spannungsschwingbreiten bei den Dübeln, so dass diese im untersuchten Lastwechselbereich nicht ermüdungsgefährdet waren und folglich keine Risse im Stahl auftraten.



Abbildung 4-38: Aufschneiden der Versuchskörper
Cutting of the specimens

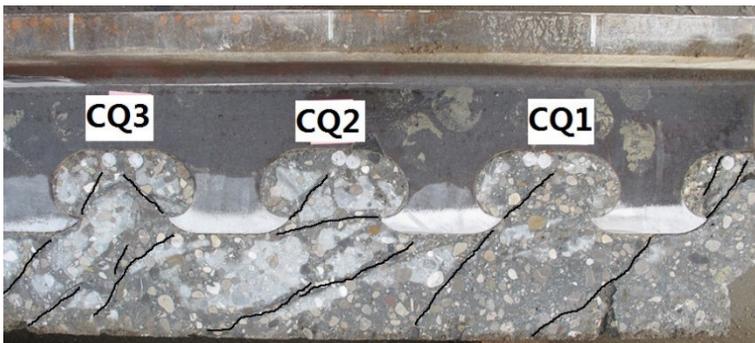


Abbildung 4-39: Stahldübel am oberen externen Bewehrungselement (DLT3)
steel dowels on upper external reinforcement (DLT3)



Abbildung 4-40: Stahldübel am unteren externen Bewehrungselement (DLT3)
steel dowels on lower external reinforcement (DLT3)

4.2.5.6 Zusammenfassung Conclusion

Insgesamt wurden drei Durchlaufträger im zyklischen Test geprüft, um das Tragverhalten der externen Bewehrungselemente zu untersuchen. Bei DLT2, mit einem Lastbereich von 100 kN – 750 kN wurde nach 0,5 Millionen Lastwechsel ein Versagen des Betons festgestellt. Die Träger DLT1 und DLT3 wurden mit dem Lastbereich 100 kN – 700 kN belastet. Die zyklische Belastung wurde bei DLT1 nach 1 Millionen Lastwechsel, bei DLT3 nach 1,8 Millionen Lastwechsel gestoppt. Nach dem Versuch wurden die Träger aufgeschnitten und mit Hilfe des Farbeindringverfahrens Risse untersucht, aber es konnten keine Risse an den Stahldübeln detektiert werden.

Aus den Versuchen lässt sich schließen, dass am Ende des unteren externen Bewehrungselementes lokale Effekte auftraten. Dies konnte durch das Abscheren (Push-Out-Effekt) und Herausziehen (Pull-Out-Effekt) der Dübel im Endbereich des externen Bewehrungselementes belegt werden. In den zyklischen Versuchen hat sich dies auch an diagonal geneigten Rissen im Beton gezeigt, die auf eine Änderung des Abtrages der Schubkräfte zurückzuführen waren. In den Versuchskörpern eines Durchlaufträgers führte das zu einer Änderung des statischen Systems und damit zu einer Umlagerung von Moment und Querkraft. Der Durchlaufträger verhielt sich dann im Wesentlichen wie zwei einzelne Einfeldträger, die einen Druckbogen und ein Zugband im Bereich der Externen Bewehrung ausbildeten. Dadurch wurde das obere externe Bewehrungselement im Stützbereich wesentlich entlastet. Das nicht durchlaufende untere externe Bewehrungselement führte durch das Einleiten des Zugbandes im Bereich des mittleren Auflagers zu einer weiteren Rissbildung im Beton.

Aufgrund des Ausfalls der Dehnungsmessstreifen bei DLT1 konnten aus der Versuchsserie nur die Spannungen an den Stahldübeln aus den zwei Versuchen DLT2 und DLT3 bestimmt werden. Aus diesen kann geschlossen werden, dass die Spannungen im Bereich des Stützmomentes und am Hotspot der Dübel wesentlich kleiner sind, als dies nach der ABZ [DIBT13] zu erwarten wäre. Deshalb sind in Zukunft weitere Untersuchungen notwendig die es erlauben, einen sicheren Anwendungsbereich der globalen und lokalen Faktoren aus der ABZ zu definieren.

4.3 Abscherversuche unter Querzugbeanspruchung Cyclic push-out tests with transversal tensile stress

4.3.1 Versuchsmatrix Test matrix

Ziel der zyklischen Versuche war, es den Einfluss des zentrischen Zugs quer zur Verbunddübelleiste (Querzug) auf die Stahlermüdung zu identifizieren. Dabei wurde die Oberlast so begrenzt, dass keine Betonerermüdung eintritt. Die Ergebnisse der Untersuchungen sollen in die Ermüdungsbemessung mittels des Strukturspannungskonzepts [P804], [PR10] eingearbeitet werden. Alle zyklischen Versuche wurden im Hinblick auf die Abmessungen, Materialfestigkeiten und Bewehrungsführung identisch zu den statischen Abscherversuchen hergestellt. Eine Übersicht über die durchgeführten zyklischen Versuche mit allen relevanten Parametern ist in Tabelle 4-6 gegeben.

Zunächst wurde, analog zu den statischen Abscherversuchen, ein zyklischer Referenzversuch (POT-11) ohne zentrischen Zug quer zur Verbunddübelleiste durchgeführt. Die Versuchsergebnisse wurden verifizierend mit Serie 5 [P804] verglichen. Anschließend wurden fünf zyklische Versuche (POT-12 bis POT-16) mit unterschiedlichem Querzug durchgeführt. Die Bemessung der zyklischen Abscherversuche für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgte analog zu Kapitel 3.4 für Betonausstanzen. Die Ermüdungsfestigkeit der Stahlbauteile wurde auf Basis des Strukturspannungskonzeptes [P804] mit dem Spannungskonzentrationsfaktor $k_{f,L} = 7,26$ bemessen. Als Material-Wöhlerlinie wurde die Wöhlerlinie für brenngeschnittene Bleche (Kerbfall 125) nach DIN EN 1993-1-9 [EN1993] verwendet.

Tabelle 4-6: Übersicht über das Versuchsprogramm (zyklische Abscherversuche)
Overview about test program (cyclic push-out tests)

| Versuch | Piktogramm | h _c | t _w | c _o | ρ | Beton | Stahl |
|---------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------|-------|
| | | | | c _u | | | |
| | | [mm] | | | | | |
| POT-11 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| | | | | 50 | | | |
| POT-12 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| | | | | | | | |
| POT-13 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| | | | | | | | |
| POT-14 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| | | | | | | | |
| POT-15 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| | | | | 50 | | | |
| POT-16 | | 180 | 21 | 50 | 2Ø15 + Ø10/9,5 | C30/37 | S355 |
| | | | | 50 | | | |

Der zentrische Zug quer zur Verbunddübelreihe (Querzug) wurde analog zu den statischen Versuchen über einen steifen Stahlrahmen vor Versuchsbeginn aufgebracht (vgl. Abschnitt 3.4.1 und Abbildung 3-146).

4.3.2 Herstellung Fabrication

Die Stahlprofile wurden für die vorgesehenen Abscherversuche hergestellt und die Klothoiden-Geometrie mittels Brennschneidverfahren in die Walzprofile eingearbeitet.



Abbildung 4-41: Stahlleiste mit Messtechnik (links), Schalung und Bewehrung (Mitte), betonierte Prüfkörper und Materialproben (rechts)
Steel strip with measurement (left), formwork and reinforcement (middle) and material tests (right)

Die zyklische Versuchsserie bestand aus sechs identischen Versuchskörpern. Die Versuchskörper wurden entsprechend den Bedingungen im Verbundträger liegend mit der Klothoidenleiste nach oben betoniert (Abbildung 4-41, Mitte). Als Dübelbewehrung wurde Ankerstabstahl St 750-875 mit Gewinderippen mit einem Nenndurchmesser von 15,5 mm nach [DIBT10] verwendet, Abbildung 4-41 Mitte. Die Ankerstäbe wurden aus der Schalung herausgeführt, um die Enden im Versuch in den Stahlrahmen einspannen zu können. Durch die höhere Zugfestigkeit der Ankerstäbe soll ein Fließen der Bewehrung infolge der Vorspannung verhindert werden. Es wurden außerdem vier Hüllrohre an den vier Ecken und zwei Rechteckholprofile 70x70x3 analog zur statischen Versuchsserie einbetoniert, vgl. Kapitel 3.4.2. Nach Herstellung der Schalung und des Bewehrungskorbes wurden die Versuchskörper und die Materialproben (150 – mm - Würfel und Zylinder) mit Transportbeton betoniert (Abbildung 4-41, rechts). Alle Materialproben wurden zusammen mit den Versuchskörpern in der Versuchshalle gelagert. Die Nachbehandlung erfolgte durch Abdecken mit feuchten Tüchern und Folie. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen sind in der folgenden Versuchsauswertung angegeben. Nach dem Aushärten des Betons wurden die zwei einzelnen Stahlprofile an den Flanschen verschweißt.

4.3.3 Messtechnik Measurement instrumentation

Das Messprogramm der zyklischen Abscherversuche entsprach dem der statischen Querkzugversuche (vgl. Abschnitt 3.4.3): Messung von Maschinenweg und -kraft, Messung von Schlupf, Betonstauchung und Rissbreite über jeweils vier Wegaufnehmer (WA), Messung der Kräfte in den Zugstangen und Messung der lokalen Stahldehnung an den Stahlzähnen mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen (DMS). Die DMS auf den Stahlzähnen waren im Abstand von 5 mm von der Brennschnittkante bei 8°, 24° und 48° angeordnet (vgl. Abbildung 4-42). Zusätzlich wurden die Stahldehnungen in den Ankerstäben St 750-875 gemessen.

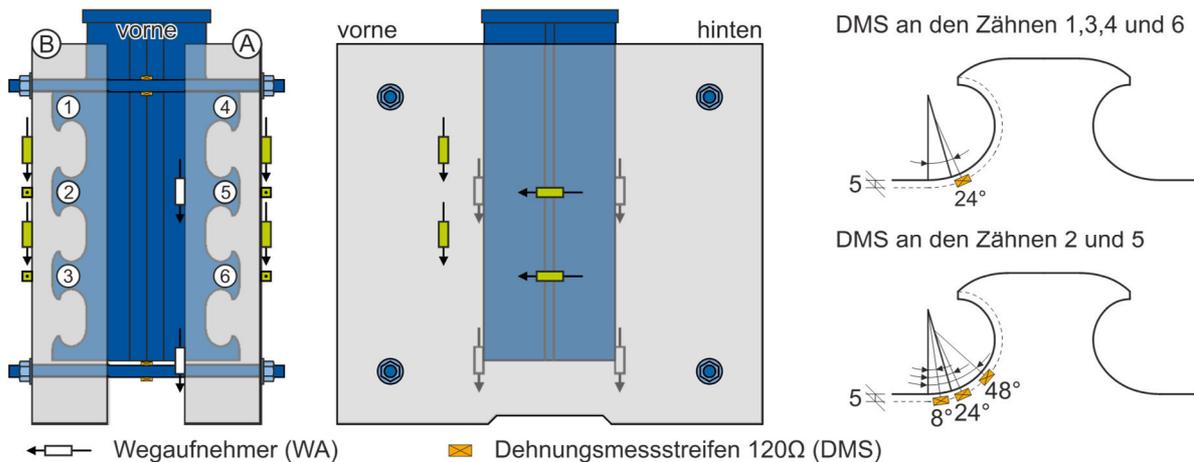


Abbildung 4-42: Messtechnik der zyklischen Abscherversuche
Measurement instrumentation of cyclic push out tests

4.3.4 Versuchsdurchführung und –auswertung

Test procedure and evaluation

Die Lastschwingbreite ΔP in den Versuchen wurde so gewählt, dass die Spannungsschwingbreite am Stahlzahn der Ermüdungsfestigkeit des Kerbfalls 125 nach der DIN EN 1993-1-9 [EN1993] für 2 Mio. Spannungsspielen in den Abscherversuchen ($\Delta\sigma = 125 \text{ N/mm}^2$) entsprach. Die Oberlast wurde so begrenzt, dass die lokalen Spannungen am Stahlzahn die Streckgrenze nicht überschreiten.

Die Untersuchungen in [P804] zeigten ein sehr gutmütiges Verhalten der Verbunddübelleiste unter zyklischer Beanspruchung. Daher wurden vor den zyklischen Abscherversuchen zunächst fünf Vorversuche mit jeweils 1000 Lastwechseln (LW) und unterschiedlichen Lastschwingbreiten ΔP durchgeführt, um die theoretische Spannungskonzentration zu überprüfen (Tabelle 4-7). Hierzu wurden Dehnungsmessungen am Stahlzahn (Abbildung 4-43) mittels des Hookeschen Gesetzes in Spannungen umgerechnet und auf Basis des Spannungskonzentrationsfaktors $k_{f,L} = 7,26$ [P804] auf die höchst beanspruchte Stelle extrapoliert. Entsprach die experimentell ermittelte Spannungsschwingbreite nicht der Zielgröße, wurde die Lastschwingbreite über die Unterlast angepasst. Anschließend wurden mit dieser Belastung die Abscherversuche mit 2,0 Mio. Lastwechsel (LW) bei einer Frequenz von 5-6 Hz durchgeführt. Alle 99.000 LW wurde die Unterlast für 1.000 LW um 20 % abgesenkt, um bei möglicherweise auftretenden Ermüdungsrissen in den Stahlzähnen durch Veränderung der Rissfortschrittsgeschwindigkeit Rastlinien zu erzeugen. Die theoretisch ermittelten und tatsächlich gefahrenen Ober- und Unterlasten sowie Lastschwingbreiten je Versuchsserie sind in den nachfolgenden Ergebnisauswertungen zusammengestellt.

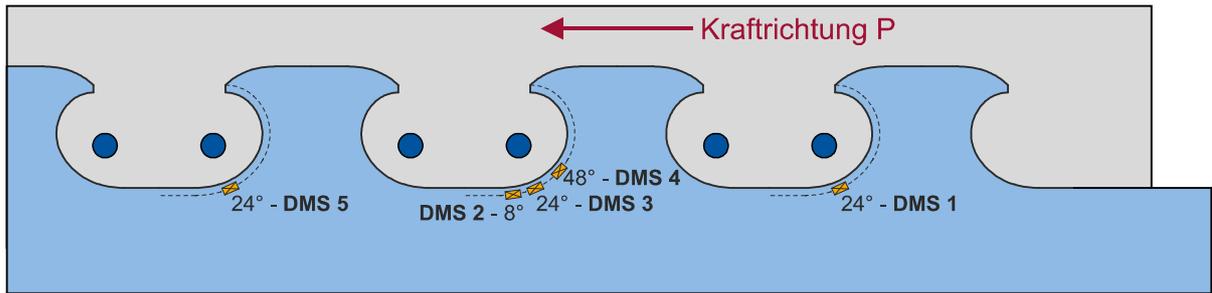
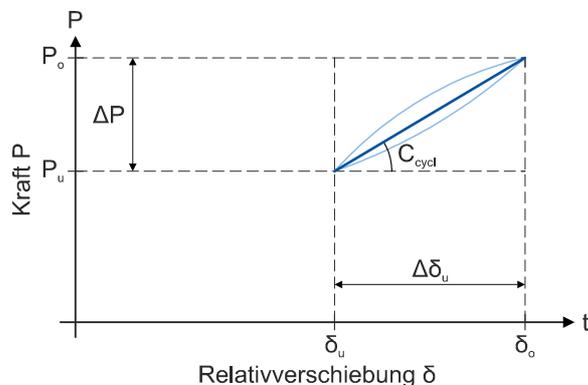


Abbildung 4-43: DMS-Nummerierung und -Lage
Strain gauge numbering and position

Die Kraft-, Weg- und Dehnungsmessungen wurden alle 10.000 LW für 1.000 LW mit einer Abtastrate von 100 Hz aufgezeichnet.



$$C_{cycl} = \frac{\Delta P}{\Delta \delta} = \frac{P_o - P_u}{\delta_o - \delta_u} \quad (\text{GL. 4-1})$$

Abbildung 4-44: Definition der Verbundmittelsteifigkeit während der zyklischen Belastung C_{cycl}
Definition of shear connector stiffness under cyclic loading C_{cycl}

In allen Versuchen wurden der Schlupf, die Schlupf-schwingbreite und die Dehnungsschwingbreite über die Lastwechsel ausgewertet. Des Weiteren erfolgte eine Analyse von Last-Schlupf-Hysteresen für diskrete Zeitschritte, um Informationen über die Veränderung der Verbundmittelsteifigkeit unter der zyklischen Belastung zu erhalten (Abbildung 4-44). Nach dem Versuch wurde eine Seite der Versuchskörper aufgesägt, um die Betonmatrix am Stahlzahn und die Stahlzähne mit dem Magnetpulververfahren auf Ermüdungsschäden (Rissdetektion) zu untersuchen.

4.3.5 Versuchsergebnisse zyklische Abscherversuche

Test Results cyclic push-out tests

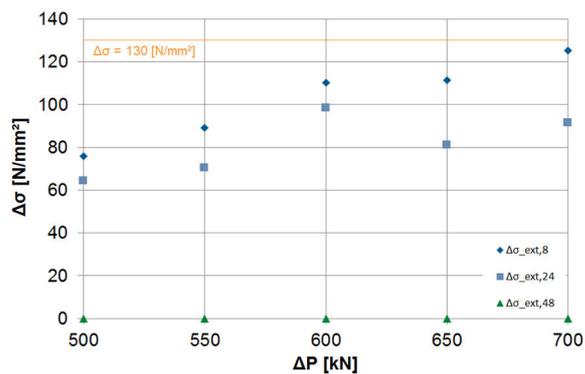
Vor Beginn der zyklischen Abscherversuche wurde die Lastschwingbreite mittels Spannungskonzentrationsfaktoren [P804] ($k_{f,L} = 7,26$) aus den statischen Versuchen so berechnet, dass die Streckgrenze nicht überschritten wird und die Spannungsschwingbreite 130 N/mm^2 beträgt. Die Auswertungen der Dehnungsmessungen der statischen Versuche ergab eine Oberlast $P_o = 1400 \text{ kN}$ und eine Unterlast $P_u = 800 \text{ kN}$. Anhand von Vorbelastungen mit jeweils 1.000 LW bei unterschiedlichen Lastschwingbreiten ΔP wurden die theoretischen Kraftgrenzen verifiziert. In Tabelle 4-7 sind beispielhaft die ermittelten Spannungsschwingbreiten aus den Dehnungsmessungen über die Lastschwingbreite und DMS-Position aufgetragen. Aufgrund

der hohen Beanspruchung der DMS durch den umliegenden Beton sind einige Messstellen vorzeitig ausgefallen.

Tabelle 4-7: Gemessene Spannungsschwingbreite an den DMS der Vorbelastungen (POT-10)
Measured stress range at strain gauges position in pre-tests

| Nr. | P _o | P _u | ΔP | DMS: | | | | | | | | | | |
|-----|----------------|----------------|-----|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | | | | A1 | A2 | A3 | A4 | A5 | B1 | B2 | B3 | B4 | B5 | |
| | | | | α: | 24° | 8° | 24° | 48° | 24° | 24° | 8° | 24° | 48° | 24° |
| | | | | K _{f,DMS} : | 4,27 | 2,48 | 4,27 | 4,97 | 4,27 | 4,27 | 2,48 | 4,27 | 4,97 | 4,27 |
| | | | | [N/mm ²] |
| 1 | 1400 | 800 | 600 | 85,07 | 37,67 | 63,58 | defekt | 51,43 | 64,34 | defekt | defekt | defekt | 52,22 | |
| 2 | 1400 | 750 | 650 | 66,80 | 38,06 | 35,22 | defekt | 47,86 | 50,36 | defekt | defekt | defekt | 38,35 | |
| 3 | 1400 | 700 | 700 | 75,55 | 42,75 | 36,14 | defekt | 55,01 | 57,83 | defekt | defekt | defekt | 44,65 | |
| 4 | 1400 | 850 | 550 | 51,44 | 30,48 | 40,22 | defekt | 37,20 | 44,75 | defekt | defekt | defekt | 33,33 | |
| 5 | 1400 | 900 | 500 | 44,54 | 25,89 | 43,52 | defekt | 31,48 | 40,01 | defekt | defekt | defekt | 29,89 | |

Die endgültigen Versuchslasten wurden mithilfe der extrapolierten gemittelten Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{ext,i}$ mit allen intakten DMS bestimmt. Abbildung 4-45 zeigt die Ergebnisse der Vorversuche von POT-09. Die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ von 130 N/mm² wurde in keinem Testversuch erreicht. Jedoch wurde im dritten Tastversuch im Mittel eine auf den Spannungs-Hotspot extrapolierte Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma_{ext,8^\circ} = 125,1$ N/mm² erreicht. Deshalb wurden die zyklischen Versuchslasten zu P_o = 1400 kN und P_u = 700 kN angepasst. Diese Lasten wurden im Verlauf der experimentellen Untersuchungen nicht variiert, um die Ergebnisse der Versuche untereinander besser vergleichen zu können.



| | Vorversuche | | | | |
|---|-------------|--------|--------------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| P _o [kN/V _M] | 233,3 | 233,3 | 233,3 | 233,3 | 233,3 |
| P _u [kN/V _M] | 133,3 | 125,0 | 116,7 | 141,7 | 150,0 |
| ΔP [kN/V _M] | 100,0 | 108,3 | 116,6 | 91,6 | 83,3 |
| Δσ _{ext,8} [N/mm ²] | 110,3 | 111,4 | 125,1 | 89,2 | 75,8 |
| Δσ _{ext,24} [N/mm ²] | 98,4 | 81,1 | 91,5 | 70,4 | 64,4 |
| Δσ _{ext,48} [N/mm ²] | defekt | defekt | defekt | defekt | defekt |

Abbildung 4-45: Extrapolierte Spannungsschwingbreite in Vorversuchen (POT-10)
Extrapolated stress range in pre-tests

4.3.6 Zyklischer Referenzversuch POT-11

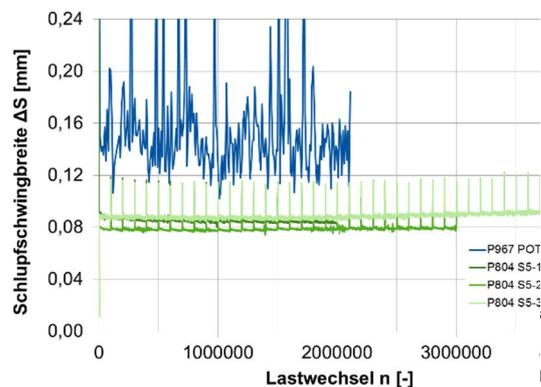
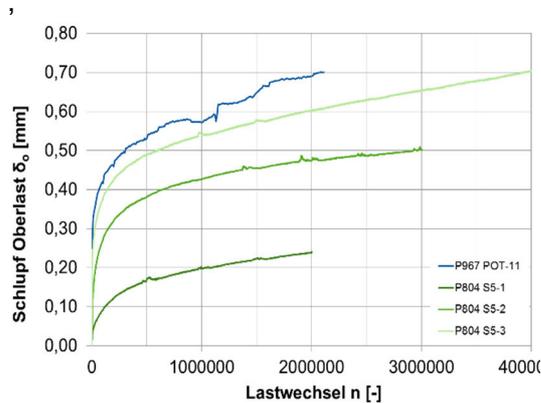
Cyclic reference test

Zu Beginn der zyklischen Versuche wurde analog zu den statischen Abscherversuchen ein Referenzversuch ohne Querkzugbeanspruchung (zentrischer Zug quer zur Verbunddübelreihe)

durchgeführt. Der Versuchskörper POT-11 wurde identisch zu den weiteren Versuchen hergestellt, siehe Abschnitt 4.3.2. Daher wurde hier ebenfalls die Bewehrung St 750-875 [DIBT10] als Dübelbewehrung eingesetzt, jedoch vor dem Versuch nicht vorgespannt. Die hierbei ermittelten Versuchsergebnisse werden mit der Serie 5 [P804] verglichen und die weitere Verwendbarkeit bewertet.

Infolge der zyklischen Belastungen stieg der Schlupf bei Oberlast δ_o innerhalb der ersten 150.000 LW zunächst rasch auf ca. 0,46 mm. Anschließend nahm der Schlupf nur noch moderat um $0,13 \times 10^{-6}$ mm/LW zu. Im Vergleich mit [P804] liegt sowohl das Niveau des Anfangsschlupfs als auch die Schlupfentwicklung deutlich oberhalb der Versuche der Serie 5 (Abbildung 4-46 links oben). Der erhöhte Schlupfanstieg zu Beginn des Versuches und die höhere Schlupfzunahme können auf die höhere Oberlast zurückgeführt werden. Betrachtet man die Schlupfeschwingbreite, so sind deutliche Schwankungen zu erkennen. Im Mittel über die Lastwechsel bleibt die Schwingbreite jedoch relativ konstant. Im Vergleich mit [P804] liegt die Schwingbreite etwas über den Ergebnissen der Serie 5. Dies ist auf die höhere Lastschwingbreite $\Delta P = 125$ kN zurückzuführen. In Bezug auf den Schlupf kann daher ein ähnliches Verhalten zu [P804] festgestellt werden.

Die zyklische Steifigkeit C_{cyc} der Last-Schlupf-Hysteresen veränderte sich über die 2,1 Mio. Lastwechsel nahezu linear von 7.790 zu 8.450 kN/cm. Damit liegt die zyklische Verbundsteifigkeit unterhalb der Serie 5 [P804] (Abbildung 4-46 links unten).



| Versuch | POT-11 | S 5-1 | S 5-2 | S 5-3 |
|----------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| $f_{c,cu}$ [N/mm ²] | 42,3 | 33,1 | 33,7 | 34,2 |
| $f_{c,cyl}$ [N/mm ²] | 35,4 | 30,6 | 31,3 | 31,9 |
| f_{ct} [N/mm ²] | 3,3 | - | - | - |
| E_{cm} [N/mm ²] | 25050 | 23400 | 24150 | 24900 |
| R_{eH} [N/mm ²] | 487,0 | 404 | | |
| P_o [kN/vM] | 233,3 | 140,0 | | |
| P_u [kN/vM] | 116,7 | 60,0 | | |
| ΔP [kN/vM] | 116,6 | 80,0 | | |
| n [-] | 2,1 Mio. | 2,0 Mio. | 3,0 Mio. | 4,5 Mio. |
| $\sigma_{DMS,8^\circ}$ a) | 28 | 70 | 93 | 102 |
| $\sigma_{DMS,24^\circ}$ a) | 57 | - | - | - |
| $\sigma_{DMS,48^\circ}$ a) | 55 | 54 | 74 | 56 |
| $\sigma_{max,8^\circ}$ b) | 81 | 97 c) | 129 c) | 147 c) |
| $\sigma_{max,24^\circ}$ b) | 97 | - | - | - |
| $\sigma_{max,48^\circ}$ b) | 81 | 108 c) | 147 c) | 112 c) |
| C_{cyc} [kN/cm] | 7790 | 9530 | 10170 | 9510 |
| a [mm] | - | - | - | 28; 70 |

a) gemessene Spannungsschwingweite am DMS (Mittelwert) [N/mm²]

b) gemessene Spannungsschwingweite an die höchst beanspruchte Stelle extrapoliert (Mittelwert) [N/mm²]

c) abweichende Spannungskonzentrationsfaktoren

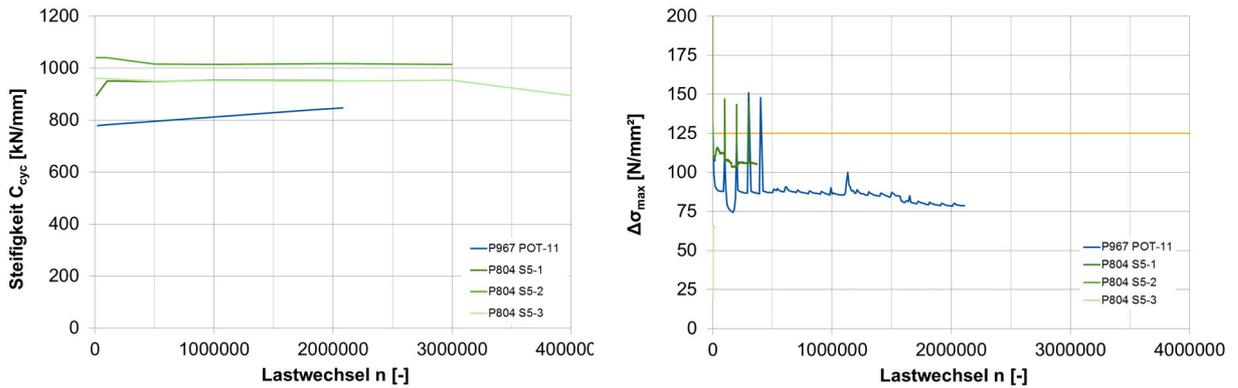


Abbildung 4-46: Versuchsergebnis POT-11 (Referenz)
Test result POT-11 (reference)

Während der Versuchsdurchführung wurden Dehnungsmessungen an den Stahlzähnen im Bereich der Hotspot-Spannungen durchgeführt (vgl. Abschnitt 4.3.3 und Abbildung 4-43). Für die Auswertung wurden alle intakten DMS verwendet, wobei während der Versuchsdurchführung infolge der hohen Belastung durch den Beton einige DMS ausgefallen sind. Aus den Dehnungsmessungen wurden für die höchst beanspruchte Stelle (Hotspot) Spannungsschwingbreiten im Mittel zwischen 81 und 97 N/mm² ermitteln, siehe Abbildung 4-46 rechts. Ein Vergleich mit Serie 5 [P804] ist auf Grund weniger brauchbarer Ergebnisse nur sehr schwer möglich, da die Dehnungsmessungen durch die hohe Beton-Beanspruchung ausfielen. In Serie 5 wurden höhere Spannungsschwingbreiten ermittelt. Diese Abweichung ist jedoch auf unterschiedliche Spannungskonzentrationsfaktoren zurückzuführen.

Bereits beim statischen Anfahren der Oberlast $P_o = 1400$ kN bildete sich ein vertikaler Riss über den Verbunddübeln. Während der ersten Lastwechsel (LW) entstanden auf Höhe der Verbundmittel Schubrisse, die ungefähr im Winkel von 45° verliefen. Nach ca. 1,2 Mio. LW war das Rissbild abgeschlossen, vgl. Abbildung 4-47 oben. Ein Vergleich mit den Versuchen der Serie 5 [P804] zeigt ein ähnliches Rissbild, wobei in Versuch POT-09 deutlich mehr Risse aufgetreten sind. Dies ist unter anderem auf die höhere Belastung zurückzuführen.

Nach dem Versuch wurde eine Betonplatte der Versuchskörper entlang der Stahlleiste aufgesägt, um die Verbundmittel zu inspizieren. Analog zur Serie 5 [P804] waren die Stahlzähne unverformt (Abbildung 4-47 Mitte). Die Betonmatrix vor den Stahlzähnen war in einem sichelförmigen Bereich stark komprimiert bzw. zerstört, jedoch fest von dem umliegenden ungestörten Beton eingefasst (Abbildung 4-47 unten).

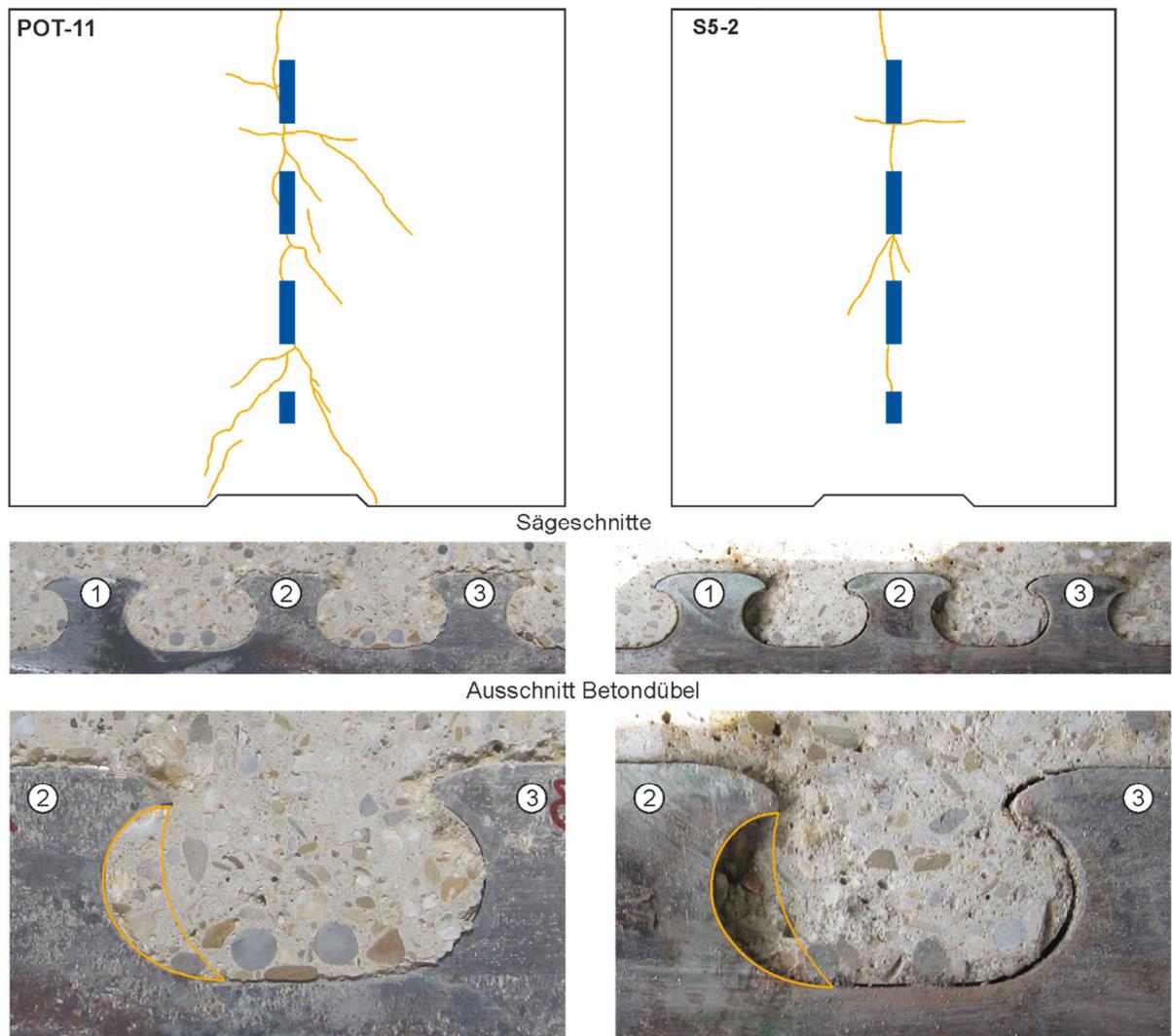


Abbildung 4-47: Vergleich der Rissbilder POT-09 (links) mit P804 S5-2 (rechts)
Comparison of crack pictures POT-09 (left) with P804 S5-2 (right)

Die Untersuchung mit dem Magnetpulververfahren zeigte keinen Riss im Stahl. Dieses Ergebnis deckt sich mit den berechneten Spannungen am Stahlzahn, welche deutlich unterhalb von 125 N/mm^2 liegen. Demgegenüber wurden in Serie 5, Versuch 3 [P804] (vgl. Abbildung 4-46) zwei Risse mit einer Länge bis zu 70 mm detektiert. Hierbei muss jedoch berücksichtigt werden, dass mehr als doppelt so viele Lastwechsel durchgeführt wurden.

Abschließend lässt sich feststellen, dass sich der zyklische Referenzversuch POT-11 ähnlich zu den Versuchen aus [P804] verhält. Damit ist es möglich, im Folgenden den Einfluss des Querzuges auf die zyklische Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit zu untersuchen.

4.3.7 Zyklische Abscherversuche unter Querkzugbelastung Cyclic tests with transversal tensile stress

Insgesamt wurden fünf zyklische Abscherversuche (POT-12 bis POT-16) zur Untersuchung des Einflusses des zentrischen Zugs senkrecht zur Verbunddübelleiste (Querkzug) durchgeführt. Alle zyklischen Abscherversuche wurden analog zum Referenzversuch mit einer Oberlast

$P_0 = 1400 \text{ kN}$ und einer Unterlast $P_u = 700 \text{ kN}$ durchgeführt, um die Vergleichbarkeit sicherzustellen.

Die Dübelbewehrung St 750-875 der Versuche POT-12 bis POT-16 wurde vor Versuchsbeginn mit Hilfe eines Stahlrahmes vorgespannt (vgl. Abschnitt 3.4.1). Ziel der Vorspannung war einen Riss w_i über der Verbunddübelleiste (VDL) zu erzeugen (siehe Tabelle 4-8). Dieser Riss w_i über der VDL verläuft beim Versagensfall Betonausstanzen durch den sich ausbildenden Betonkegel, wodurch eine Traglastminderung zu erwarten war. Da aus den statischen Versuchen bekannt war, dass eine gleiche Rissbreite über der VDL zu teilweise stark unterschiedlichen Vorspannkräften führte wurden die zyklischen Versuche POT-12 bis POT-16 mit variierenden Vorspannkräften untersucht.

Tabelle 4-8: Vorspannkräfte und Rissbreiten der zyklischen Abscherversuche
Preloads and crack widths of cyclic tests

| | POT-12 | POT-13 | POT-14 | POT-15 | POT-16 |
|----------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $F_{\text{quer,A}} \text{ [kN]}$ | 650 | 650 | 700 | 700 | 750 |
| $w_A \text{ [mm]}$ | 0,23 | 0,18 | 0,26 | 0,15 | 0,14 |
| $F_{\text{quer,B}} \text{ [kN]}$ | 650 | 650 | 700 | 700 | 750 |
| $w_B \text{ [mm]}$ | 0,11 | 0,25 | 0,13 | 0,10 | 0,18 |

In Tabelle 4-8 sind die aufgebrauchten Vorspannkräfte mit den dazugehörigen Rissbreiten über der VDL aufgelistet.

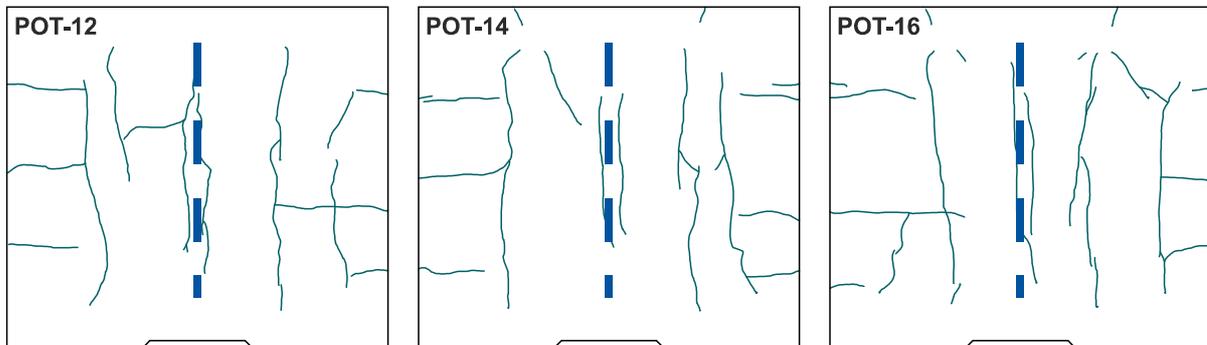
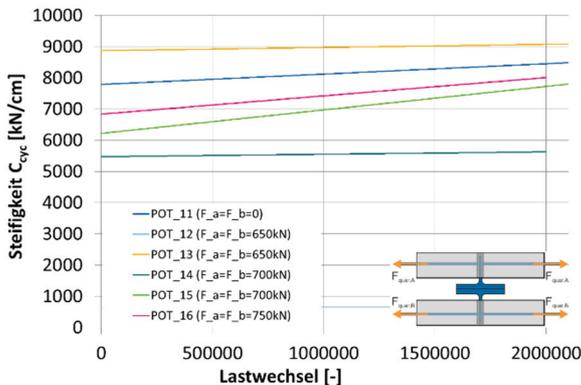
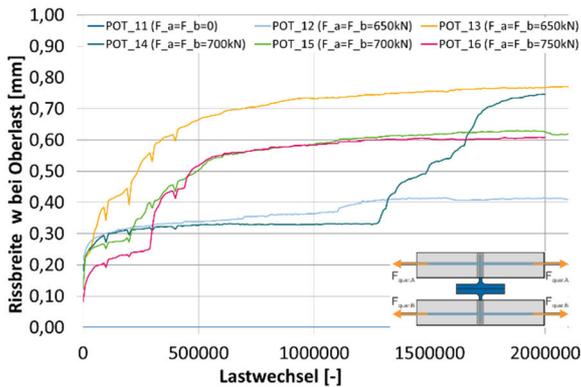
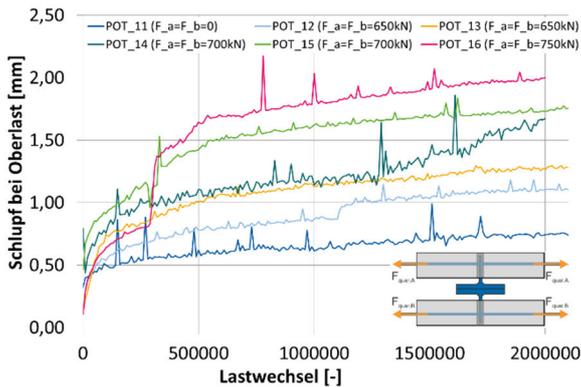


Abbildung 4-48: Rissbilder infolge Vorspannen POT-12 (links), POT-14 (Mitte), POT-16 (rechts)
Crack pictures due to preloading POT-12 (left), POT-14 (mid), POT-16 (right)

Die Schlupfentwicklung der zyklischen Versuche mit Querkzug (Abbildung 4-49 links oben) verläuft ähnlich zum Referenzversuch. Infolge der zyklischen Belastungen stieg der Schlupf bei Oberlast δ_0 innerhalb der ersten 150.000 LW in Abhängigkeit der Querkzugbeanspruchung auf ca. 0,50 bis 1,00 mm. Anschließend nahm der Schlupf moderat zu. Bei der Schlupfzunahme konnte ebenfalls eine Querkzugabhängigkeit festgestellt werden. Betrug die Schlupfzunahme bei Referenzversuch noch $0,13 \times 10^{-6} \text{ mm/LW}$, so konnte beim POT-12 eine mehr als doppelt so hohe Zunahme von $0,27 \times 10^{-6} \text{ mm/LW}$ festgestellt werden. Im Versuch POT-16 mit der höchsten Querkzugbeanspruchung betrug die Schlupfzunahme sogar $0,73 \times 10^{-6} \text{ mm/LW}$. Hierbei ist jedoch anzumerken, dass bei ca. 300.000 LW der Schlupf sprunghaft anstieg. Es ist deutlich

zu erkennen, dass die Schlupfzunahme von der Schädigung durch den Querzug im Bereich der VDL abhängt.

Die zyklische Steifigkeit C_{cyc} der Last-Schlupf-Hysteresen der Versuche POT-12 bis POT-16 schwanken um den des Referenzversuches und liegt am Ende der Versuche im Mittel bei ca. 7000 kN/cm. Jedoch liegt der Steifigkeit von POT-15 deutlich unterhalb denen der restlichen Versuche und steigt über die Lastwechsel zu minimal an (Abbildung 4-49 links unten).



| Versuch | POT-12 | POT-13 | POT-14 | POT-15 | POT-16 |
|----------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| $f_{c,cu}$ [N/mm ²] | 44,6 | 46,1 | 40,5 | 41,0 | 41,9 |
| $f_{c,cyl}$ [N/mm ²] | 37,4 | 38,7 | 33,8 | 34,8 | 36,3 |
| f_{ct} [N/mm ²] | 3,2 | 3,1 | 3,0 | 3,0 | 3,0 |
| E_{cm} [N/mm ²] | 25480 | 25770 | 25050 | 25890 | 27010 |
| R_{eH} [N/mm ²] | 487,0 | | | | |
| P_o [kN/VM] | 233,3 | | | | |
| P_u [kN/VM] | 116,7 | | | | |
| ΔP [kN/VM] | 116,6 | | | | |
| n [-] | 2,1 Mio. | 2,1 Mio. | 2,0 Mio. | 2,1 Mio. | 2,0 Mio. |
| $\sigma_{DMS,8^\circ}^a$ | 28 | 27 | 33 | 31 | 34 |
| $\sigma_{DMS,24^\circ}^a$ | 54 | 46 | 58 | 67 | 67 |
| $\sigma_{DMS,48^\circ}^a$ | 100 | defekt | 43 | 48 | 40 |
| $\sigma_{max,8^\circ}^b$ | 81 | 78 | 96 | 90 | 100 |
| $\sigma_{max,24^\circ}^b$ | 92 | 79 | 98 | 114 | 114 |
| $\sigma_{max,48^\circ}^b$ | 146 | defekt | 63 | 70 | 59 |
| C_{cyc} [kN/cm] | 7790 | 8870 | 5470 | 6220 | 6840 |
| a [mm] | - | - | - | - | - |

- a) gemessene Spannungsschwingweite am DMS (Mittelwert) [N/mm²]
- b) gemessene Spannungsschwingweite an die höchst beanspruchte Stelle extrapoliert (Mittelwert) [N/mm²]
- c) abweichende Spannungskonzentrationsfaktoren

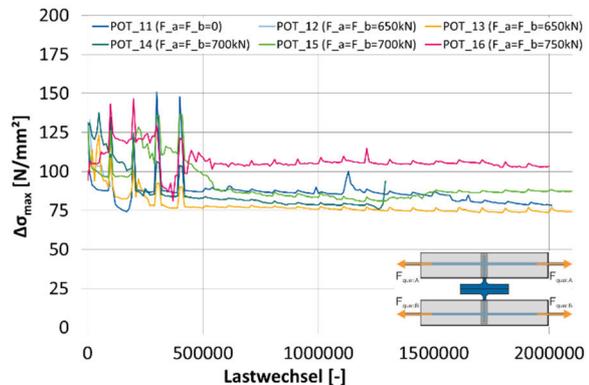


Abbildung 4-49: Versuchsergebnisse zyklische POT mit Querzug
Test results cyclic POT with transversal tensile force

Die durchgeführten Dehnungsmessungen an den Stahlzähnen im Bereich der Hotspot-Spannungen sind als Spannungsschwingspiel $\Delta\sigma_{\max}$ (auf die höchst beanspruchte Stelle extrapoliert) über die Lastwechsel in Abbildung 4-49 (rechts unten) dargestellt. Für die Auswertung wurden alle intakten Messstellen verwendet, wobei während der Versuchsdurchführung infolge der hohen Belastung durch den Beton einige DMS ausgefallen sind. Dies ist deutlich an den hohen Schwankungen bis ca. 400.000 LW zu sehen. Mit zunehmendem Ausfall der Messstellen beruhigt sich auch der Spannungsverlauf. Die Spannungsschwingbreiten liegen zwischen 75 (POT-13) und 105 N/mm² (POT-16). Im Vergleich mit dem Referenzversuch POT-01 (im Mittel 90 N/mm²) ist kein Einfluss der Querkzugbeanspruchung zu erkennen.

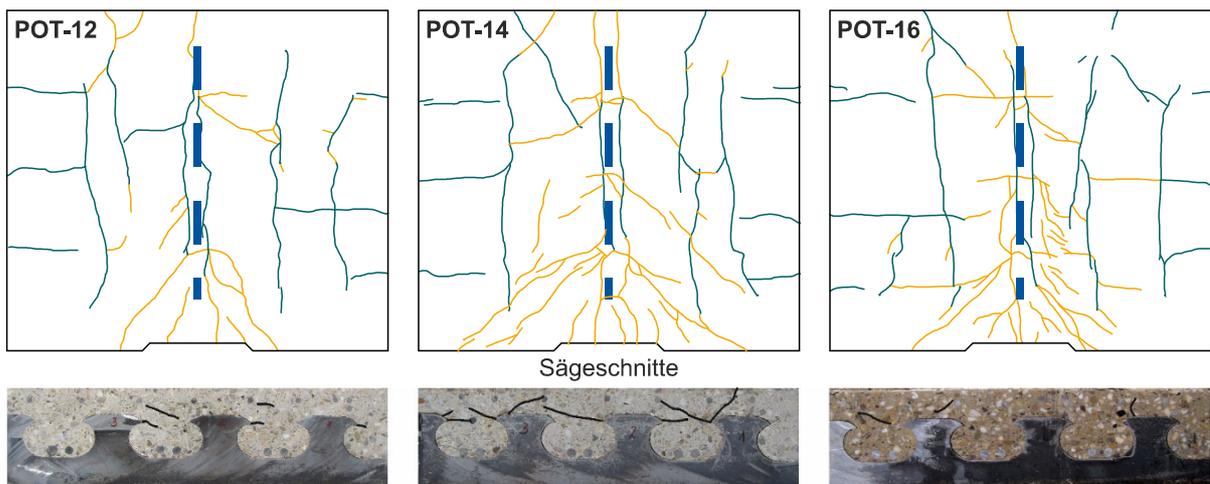


Abbildung 4-50: Rissbilder POT-10 (links), POT-12 (Mitte) und POT-14 (rechts)
Crack pictures POT-10 (left) , POT 12 (mid) und POT 14 (right)

Durch das Aufbringen der Querkzugbeanspruchung vor den Lastwechseln entstanden in allen Versuchen ca. fünf vertikale Risse verteilt über der Betonplatte (Abbildung 4-50, grüne Linien). Über der VDL entstanden zwei parallele Risse. Während der Lastzyklen entstanden weitere Risse (Abbildung 4-50, orange Linien). Die Risschwingbreite über der VDL blieb über die Lastwechsel nahezu konstant. Die Rissbreite hingegen korreliert nicht mit der Querkzugbeanspruchung. Anhand der Rissbilder nach Versuchsende ist zu erkennen, dass mit zunehmender Querkzugbeanspruchung die Anzahl der Risse steigt. Jedoch führten diese nicht zum Versagen.

Nach dem Versuch wurde jeweils eine Betonplatte der Versuchskörper entlang der Stahlleiste aufgesägt, um die Verbundmittel zu inspizieren. Die Betonmatrix vor den Stahlzähnen war in einem sichelförmigen Bereich stark komprimiert bzw. zerstört, jedoch fest von dem umliegenden ungestörten Beton umschlossen. Ausgehend vom Kopf des Stahldübels sind vereinzelt Risse zu erkennen, die Ausbruchkegel andeuten (vgl. Abbildung 4-50, Mitte). Die Untersuchungen mit dem Magnetpulververfahren zeigten keine Ermüdungsriss im Stahl.

4.4 Schlussfolgerungen Conclusions

In den vorangegangenen Kapiteln wurden neben den Versuchen aus München sechs zyklische Abscherversuche zum Einfluss der Querkzugbeanspruchung vorgestellt. Ziel war die Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit der Verbunddübelreihe infolge zyklischer Schubbeanspruchung und zusätzlicher Zugbeanspruchung senkrecht zum Verbunddübel.

Die Ergebnisse aus den zyklischen Versuchen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Der durchgeführte Referenzversuch POT-01 verhielt sich mit gewissen Streuungen ähnlich zu den zyklischen Versuchen aus [P804].
- Die Rissbreite und der Rissabstand direkt über der Verbunddübelreihe unterlagen, ähnlich zu den statischen Versuchen, hohen Streuungen.
- Mit zunehmender Querkzugbeanspruchung nahm die Anzahl der Risse an der Betonoberseite während der Lastwechsel zu.
- In den Abscherversuchen wurden bei Spannungsschwingbreiten an der maximal beanspruchten Stelle von etwa 90 N/mm² bis 2,1 Mio. LW keine Anrisse festgestellt.
- Die Schädigung der Verbundfuge durch die Querkzugbeanspruchung hatte deutliche Auswirkungen auf die Schlupfentwicklung. Bei maximal aufgebrachtem Querkzug wurden $0,73 \cdot 10^{-6}$ mm/LW gemessen. Für die Bemessung kann somit nicht mehr von einer schubstarreren Fuge ausgegangen werden.

Zur Vermeidung einer schubweichen Fuge ist die Höhe der Querkzugbeanspruchung zu begrenzen. Hierzu sind jedoch weitere Versuche zu empfehlen

5 Numerische Analyse und Nachrechnung der Trägerversuche mittels FEM

Numerical Analysis and Simulation of the Beam Tests with Finite Element Method (FEM)

Kurzfassung

Begleitend zum Forschungsvorhaben wurde seitens des Lehrstuhls für Metallbau der TU München eine Masterarbeit initiiert, deren Aufgabenstellung in der Erstellung eines ausreichend genauen FE-Modells für die Einfeldträger-Prüfkörper bestand, und darauf aufbauend eine numerische Analyse des Tragverhaltens dieser Prüfkörper durchzuführen. Ein wesentliches Ziel dabei war es, durch Nachrechnung der Einfeldträger-Versuche die zu Verfügung stehenden rechentechnischen Möglichkeiten sowie die gewählte Modellierung für zukünftige weitere Untersuchungen, etwa an Rahmenecken, nach Möglichkeit zu kalibrieren und die Qualität des Rechenmodells anhand der Versuchsdaten zu verifizieren. Die Ergebnisse zeigen, dass bei entsprechendem Modellierungsaufwand eine sehr gute Übereinstimmung zum Versuch erzielt werden kann, wobei alle wesentlichen versuchstechnisch beobachteten Effekte auch im Modell phänomenologisch abgebildet werden. Der dazu erforderliche Modellierungsaufwand beinhaltet die Notwendigkeit einer Modellierung der Träger mit Volumenelementen in Verbindung mit einer hinreichend sorgfältigen Vernetzung sowie eine vollen Berücksichtigung des material-nichtlinearen Verhaltens der Werkstoffe Stahl und insbesondere des Werkstoffs Beton. Der daraus resultierende Modellierungs-, Berechnungs-, Verifikations- und nicht zuletzt der Auswerteaufwand einer solchen Berechnung lässt dieses Vorgehen – trotz hervorragender Ergebnisse – aktuell für baupraktische Bemessungsaufgaben derzeit noch nicht für angezeigt erscheinen und unterlegt die Notwendigkeit, vereinfachte Bemessungsmodelle zu entwickeln.

Abstract

Along with the research project the Chair of Metal Structures of the Technical University of Munich initiated a master thesis comprising the task of constructing a sufficiently precise FE model for the test specimens of a single-span beam and, successively, conduct a numerical analysis of the support behaviour of these specimens. The simulation of the tests with single-span beams was an essential purpose in order to calibrate the simulation models for future investigation of other models, as example frame corner, with testing result and to verify the high quality of the engineering model on the basis of the test specifications. The results show that a very good consistency with the test can be achieved by applying relevant modelling techniques. In addition, all the relevant effects observed during the tests are being presented in the model phenomenologically. The necessary modelling work includes the necessity of modelling the beams with volume elements in connection with a sufficiently through crosslinking as well as full consideration of the material-non linear behaviour of the basic material steel and, in particular, concrete. The modelling work, the calculation work, the verification work and last but not least the evaluation work resulting

from such a calculation does not seem to be an applicable proceeding for constructional design problems at present - inspite of outstanding results – and emphasizes the necessity to develop simplified dimensioning models.

5.1 Modellbildung

Model assumptions

Das Tragverhalten der Verbunddübel ist in hohem Maß von lokalen Effekten geprägt. Zu nennen ist insbesondere hierbei die lokal konzentrierte, hohe Kontaktpressung des hochfesten Betons im Bereich der Dübelstirnseiten.

Aufgrund der gerundeten Dübelgeometrie entstehen hier Kontaktpressungen von variabler räumlicher Orientierung und Größe, so dass eine vereinfachende Angabe von Größe und Richtung von Dübel-Kraftresultierenden bzw. Reaktionskräften im Beton ohne genauere Untersuchungen nicht möglich ist.

Die Größe der aufnehmbaren Dübelverankerungskräfte in Längsrichtung, aber auch von Auszugskräften senkrecht zur Lamellenlängsachse wird maßgebend von den lokal am Dübel aufnehmbaren Betonspannungen bestimmt. Hierbei handelt es sich 3-dimensionale Spannungszustände im Beton, die für das Tragverhalten und die aufnehmbaren Bruchlasten von entscheidender Bedeutung sind.

Bei den in den vorliegenden Versuchsreihen verwendeten „großen“ Stahlprofilquerschnitten HEM 280 und HEM 300 spielt dabei das Plastizieren der Dübel keine „ersichtliche“ Rolle, da die Stahldübel sich als tragfähiger als der Beton erweisen haben. Dennoch ist ein Plastizieren lokal im Dübelbereich nicht auszuschließen und daher ebenfalls materialnichtlinear zu untersuchen.

Daneben deuten auch Resultate aus früheren Versuchen (Low-Cost-Bridge, TUM) darauf hin, dass mehrdimensionale Spannungszustände im Beton, insbesondere Querdruckspannungen des Betons sich positiv auf den Ermüdungswiderstand des Stahls der relevanten Bereiche am Dübelübergang der Dübelleiste auswirken.

Auf der anderen Seite reagiert insbesondere Beton empfindlich auf Querkzugspannungen im Bereich von Lasteinleitungen. Aufgrund der fehlenden Duktilität des Werkstoffs einsetzende Rissbildung reduziert die Tragfähigkeit erheblich. Dieser Zusammenhang ist z.B. in der Verbindungstechnik (Dübel, Verankerungselemente) bekannt und spielt bei den Dübelleisten beispielsweise eine Rolle beim Widerstand gegen Herausziehen.

Vor diesen zuvor genannten Hintergründen wird klar, dass eine stark vereinfachende Berechnung, etwa mit elementaren Ersatzfedermodellen oder 2D-Scheibenmodellen, der komplexen Realität und der räumlichen Beanspruchungszustände in der Verbundfuge zunächst nicht gerecht werden kann. Deshalb wurden für das zu erstellende Berechnungsmodell folgende Anforderungen festgelegt

- Abbildung des Prüfkörpers als vollständiges 3D-Volumenmodell,
- geometrisch detaillierte Modellierung der Verbundfuge (realitätsnahe Abbildung der Klothoiden-Dübelgeometrie incl. Dübelkopfbereich)
- Berücksichtigung der Materialnichtlinearität für den Stahl (Fließen)

- Berücksichtigung der Materialnichtlinearität für den Beton mit entsprechendem Schädigungsmodell für 3D-Spannungszustände (Rissbildung, Ausfall auf Zug, Überbeanspruchung auf Druck, Erhöhung der Tragfähigkeit durch mehraxiale Spannungszustände im Beton)
- Vereinfachte Abbildung von Bewehrungselementen (d.h. Übergreifungsstöße der Längsbewehrung im Übergang zum reinen Betonquerschnitt, Verbügelung)
- Implementierung von Kontaktbedingungen (Stahl / Beton)
- Materialnichtlineare Nachrechnung sowohl im Gebrauchslastbereich bis in den Bruchzustand (Tragfähigkeit) hinein.

Im Rahmen der Masterarbeit konnten, unter Verwendung der FE-Berechnungssoftware „Sofistik“ alle wesentlichen Anforderungen (mit leichten Abstrichen bei der modellierungstechnisch und numerisch aufwendigen Implementierung von Kontaktbedingungen) erfolgreich umgesetzt werden.

5.1.1 3D-Vernetzung 3D-Meshing

Die Vernetzung des Volumenmodells des Einfeldträger-Prüfkörpers hat sich im Rahmen der zur Verfügung stehenden Möglichkeiten der FE-Software als eine nicht-triviale Aufgabe erwiesen. Eine Übernahme mit automatischer Vernetzung auf Basis von CAD-Geometrie-Daten erwies sich als derzeit noch nicht ausgereift für Volumenkörper. Weitere Probleme betreffen z.B. die Netzkompatibilität an den Trennflächen der beiden Materialien Stahl (Dübelleiste) und Beton (Träger).

Bezüglich der Elemente wurde der besseren Ergebnisqualität wegen angestrebt, soweit als möglich 8-knotige Hexaederelemente zu generieren, anstelle der einfacher zu vernetzenden 4-knotigen Tetraederelemente, deren bedeutend schlechtere Ergebnisqualität in Bezug auf brauchbare Spannungsauswertungen ein sehr hoch verfeinertes Netz erfordert hätte. Leider ist der Stand der Technik nach wie vor so, dass nur die Tetraeder-Netzgeneratoren bei allgemeinen Volumenproblemen stabil funktionieren. Dagegen hat sich gezeigt, dass die automatische Erzeugung von freien Hexaeder-Netzen insbesondere im Fall von unregelmäßigen Volumen und mit der Erfordernis von lokalen Netzverdichtungen, etwa im Bereich der Dübelumrisse, noch nicht ohne intensive Spezialkenntnisse der Software und Algorithmen stabil und ausgereift funktioniert. Aus diesen Gründen (neben weiteren) wird die Volumenmodellierung im Zusammenhang mit den Dübelleisten auf absehbare Zeit nicht in der allgemeinen Ingenieurspraxis angewendet werden können.

Auf die Anwendung der Hexaederelementierung anstelle einer freien Tetraedervernetzung wurde deswegen so viel Augenmerk gelegt, da hierdurch die Elementzahl vergleichsweise gering gehalten werden konnte, und trotz eines bewusst groben Netzes noch akzeptable Ergebnisse erwartet werden konnten. Es ist zu beachten, dass bei der Intention dieses Modells nicht die lokale Abbildung der Verhältnisse um den Dübel in feinsten Details im Vordergrund stand, sondern das Gesamtverhalten des Prüfkörpers bei gerade noch vertretbarem Rechenaufwand, jedoch mit Berücksichtigung der Analyse nichtlinearen Materialverhaltens im globalen Maßstab.

In Bezug auf die Netzfeinheit und die Zahl der Freiheitsgrade ist im Vorgriff auf die weiteren Ausführungen anzumerken, dass gerade bei materialnichtlinearen Analysen die Berechnungszeiten überproportional stark ansteigen, und deswegen hier ein für die Berechnungspraxis akzeptabler Kompromiss gefunden werden musste.

Aus der Bearbeitung der Vernetzungsaufgabe bleiben folgende Erkenntnisse festzuhalten:

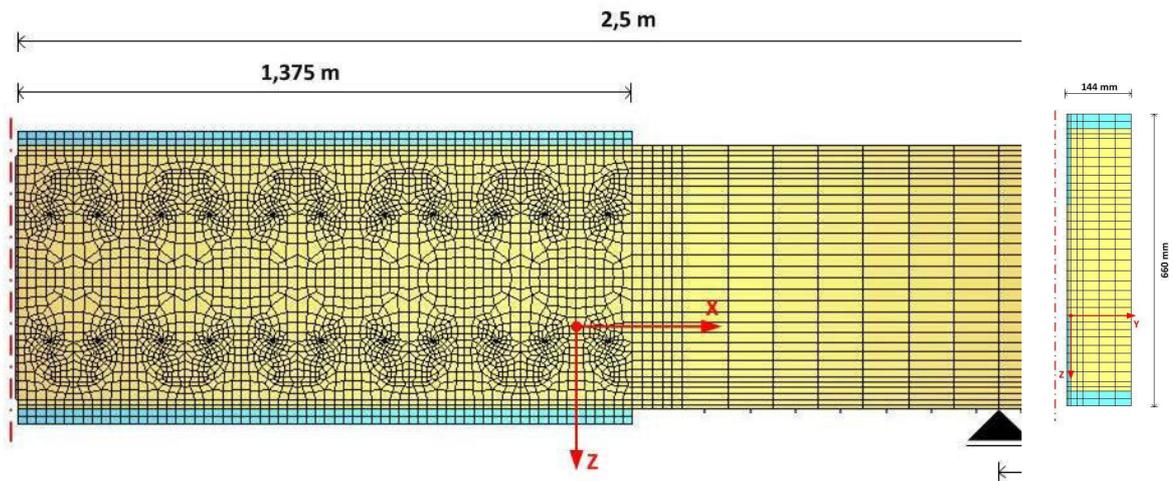
- Der „vollautomatische“ Weg der Volumen-Netzgenerierung ausgehend von CAD-Daten über den Preprozessor Rhino-3D in den automatischen Netzgenerator SofimeshC von Sofistik war mit der damals aktuellsten Version nicht zur Funktion zu bewegen.
- Eine manuelle Systemeingabe des Volumenmodells in den Netzgenerator von Sofistik, mit der Maßgabe Hexaedernetze zu generieren, war nicht zu bewerkstelligen.
- Als gangbare Alternative stellte sich die elementare Übernahme von Knoten und Elementdaten dar, welche mit einem externen Open-Source Netzgenerator erzeugt wurden.

5.1.2 Systemüberblick

Overview of the model

Das Gesamtsystem des Einfeldträgers besitzt mehrere Symmetrieachsen. Um das zu berechnende System möglichst klein zu halten, d.h. die Elementanzahl und damit die Anzahl der Freiheitsgrade zu reduzieren, wird der 5 m lange Träger in Trägermitte geteilt und nur 2,5 m werden modelliert (siehe Abbildung 5-1). Außerdem wird der symmetrische Querschnitt in Stegmitte geteilt und wiederum nur eine Hälfte modelliert (siehe Abbildung 5-1). Die Berechnung des Einfeldträgers erfolgt damit unter Ausnutzung aller möglichen Symmetrien am Viertelmodell des realen Balkens.

Die Symmetrieflächen werden in SOFiSTiK mit passenden Randbedingungen versehen. Die Orientierung des Globalen Koordinatensystems ist in der Abbildung 5-1 zu sehen. Die positive z-Achse verläuft nach unten in Eigengewichtsrichtung, die positive y-Achse in die Blattebene hinein und die x-Achse in Trägerlängsrichtung. Der Ursprung des Koordinatensystems liegt in x-Richtung genau in der Mitte des ersten Stahldübels und in y-Richtung an der Stegkante. Diese Position des Ursprungs ist der Reihenfolge der Systemeingabe geschuldet, da der Aufbau des Modells mit der Dübelklothoide beginnt.



**Abbildung 5-1: FE-Modell „halber Einfeldträger, halber Querschnitt“
reduced Finite-Element-Model (quarter of the complete System)**

Um einen Kompromiss zwischen Genauigkeit und Aufwand zu finden, werden einige Detailpunkte wie die Stahl- und Betondübel, sowie der Übergangsbereich vom Verbundquerschnitt zum reinen Betonquerschnitt mit kleineren Elementen, und die restlichen Bereiche gröber vernetzt. Dabei muss auf eine gleichmäßige Elementverdichtung geachtet werden, da zu große Größenunterschiede zu benachbarten Elementen Steifigkeitssprünge in der Struktur verursachen können. Das Größenverhältnis benachbarter Elemente sollte 1:1,5 möglichst nicht übersteigen.

Um trotz der komplizierten Geometrie der Dübelleisten ein möglichst regelmäßiges Elementnetz zu erzeugen, wird das Modell in y-Richtung in mehreren gleichen Schichten vernetzt. Dazu werden zuerst die Flächen aus der Systemerstellung zweidimensional vernetzt. Anschließend wird analog der Extrusion der Flächen zu Volumen auch die Vernetzung extrudiert. Durch die dadurch entstehenden Elementebenen parallel zu xz-Ebene wird gleichzeitig die Feinheit des Netzes gesteuert. Der Stegbereich und die angrenzenden Layer sind kleiner und die Schichten am Querschnittsrand größer. Der Steg der Dübelleiste und auch die Betondübel im Stegbereich sind in zwei Ebenen aufgeteilt. Der restliche Träger besteht aus fünf weiteren Schichten, zwei dünne Schichten innen und drei dicke Schichten nach außen.

Ein halber Verbunddübel setzt sich aus insgesamt 2408 Hexaeder-Elementen zusammen, davon 424 Elemente für die Dübelleiste und 1984 Elemente für den umgebenden Beton.

5.1.3 Nichtlineare Materialdefinition für Beton Nonlinear definition of the material law for concrete

Der im Versuchsträger verwendete Beton hat die nominale Festigkeitsklasse C 50/60. Es werden die Materialeigenschaften nach DIN EN 1992-1-1:2011-01, Tabelle 3.1 angesetzt (Tabelle 5-1). Damit die Simulation möglichst mit den Ergebnissen des Traglastversuchs vergleichbar

ist, werden die mittleren Festigkeits- und Formänderungskennwerte für die Berechnung verwendet.

Tabelle 5-1: Rechnerische Materialkennwerte für Beton C50/60
Nominal material properties of concrete C50/60

| | | | |
|--|-----------|-------|-----|
| Mittlerer Sekanten-Elastizitätsmodul | E_{cm} | 37278 | MPa |
| Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit | f_{cm} | 58 | MPa |
| Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit | f_{ctm} | 4,1 | MPa |

Das ausgewählte Materialgesetz für Beton geht auf Poul V. Lade zurück [LA84], [LA82]. Unter Verwendung zahlreicher Versuchsergebnisse (u.a. von der TU München), hat Lade eine Form der Versagensfläche im Hauptspannungsraum ermittelt. Ursprünglich wurde das Modell für kohäsionslose, reibschlüssige Materialien, wie z.B. nichtbindige Böden, entwickelt. Es lässt sich jedoch einfach auf kohäsives Material wie Beton, erweitern. Um die spezielle Form der Versagensfläche widerzugeben werden drei, voneinander unabhängige, Parameter benötigt. Jeder der Parameter gehört zu einer von drei Materialeigenschaften:

- η_1 verändert den Öffnungswinkel („Reibungswinkel“) der Versagensfläche
- m bestimmt die Krümmung der Querschnittsform der Versagensfläche
- a wird für eine Erweiterung auf kohäsives Material benötigt

In Abbildung 5-2 ist die Versagensfläche nach Lade dargestellt. Betone mit höherer Festigkeit haben einen kleineren Öffnungswinkel (Bild a), da hier insgesamt größere Spannungen in alle Richtungen aufgenommen werden können, während Betone mit geringer Festigkeit einen großen Öffnungswinkel haben und bei einaxialer Beanspruchung nur noch geringe Reserven für Querspannungen haben.

Der Parameter a ist ein Faktor zur Berücksichtigung der Zugfestigkeit von kohäsivem Material. Er steht für eine Verschiebung des Hauptspannungsraums entlang der Hydrostatischen Achse in den Bereich von Zugspannungen. Größenmäßig liegt er leicht über der Zugfestigkeit des modellierten Materials. Abbildung 5-3 zeigt die modifizierte Versagensfläche nach Einführung einer Zugfestigkeit. Die gesamte Fläche wird in Richtung der negativen Spannungsachsen verschoben.

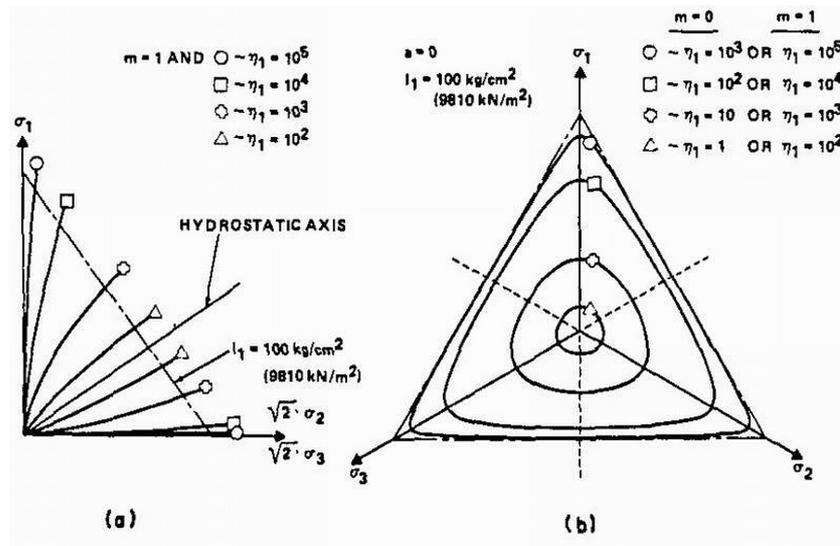


Abbildung 5-2: Versagensflächen im Hauptspannungsraum [LA82]
Area of failure in the main stresses domain

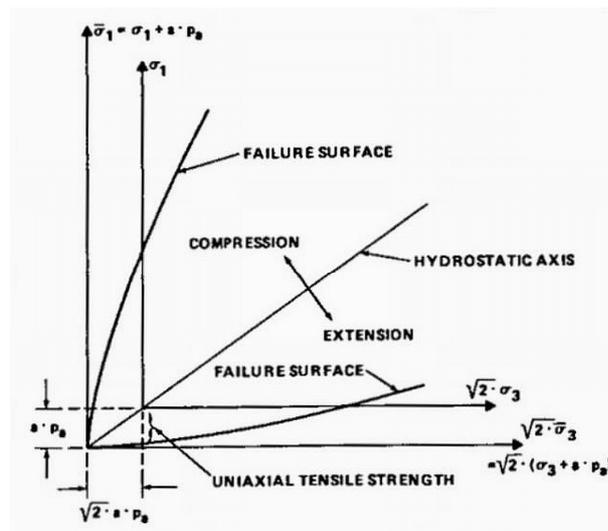


Abbildung 5-3: Versagensflächen mit Zugfestigkeit [LA82]
Areas of failure with tension

Das Modell beruht auf der ersten und dritten Invariante des Spannungstensors. Die erste Invariante I_1 ist die Summe der Diagonalen des Spannungstensors, die zweite Invariante I_2 ist seine Determinante. Beide lassen sich aus den Hauptspannungen berechnen:

$$I_1 = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}$$

$$I_3 = \sigma_I \cdot \sigma_{II} \cdot \sigma_{III}$$

Die assoziierte Fließregel ist wie folgt definiert:

$$\eta_1 = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \left(\frac{I_1}{p_a} \right)^m$$

mit: $p_a = 103,2 \text{ kN/m}^2 \dots$ atmosphärischer Luftdruck

Für die Implementierung im Sofistik-Modul zur Materialdefinition „AQUA“ wird folgender Spannungszustand betrachtet:

$$\sigma_I = \sigma_{II} = -f_t$$

$$\sigma_{III} = -(f_t + f_c)$$

mit: $f_t \dots$ Zugfestigkeit
 $f_c \dots$ Druckfestigkeit

Um die maximal zulässigen Druckspannungen zu begrenzen wird dem Modell noch eine sphärische Druckkappe vorgegeben. Hiermit wird die Druckfestigkeit begrenzt:

$$f = \sqrt{\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 + \sigma_{III}^2} - \sigma_0$$

In der SOFiSTiK-Syntax entsprechen die Materialparameter den Werten aus nachstehender Tabelle 5-2. Die beiden ersten Werte beschreiben das elastische Materialverhalten. Die Parameter P1 bis P3 sind die drei Parameter aus dem Modell von Lade. Mit P5 werden die maximalen Druckspannungen begrenzt.

Für den Parameter m werden in [AQUA12] Werte zwischen 1,0 und 2,0 für sinnvoll angegeben, in [JÄ09] werden Werte zwischen 1,25 und 1,45 verwendet. Da in [JÄ09] die Eingabe mit Werten aus Materialversuchen verglichen wird und die Übereinstimmungen gut dokumentiert sind, wird m in dieser Modellierung ähnlich mit 1,3 angenommen.

Tabelle 5-2: Gewählte Sofistik-Eingabeparameter für Beton nach dem Materialgesetz von Lade

| | | | |
|-----|--------------|------------|-------------------|
| E | E_{cm} | 37278000 | kN/m ² |
| MUE | Querdehnzahl | 0,2 | - |
| P1 | η_1 | 1472533,19 | - |
| P2 | m | 1,3 | - |
| P3 | f_{ctm} | 4100 | kN/m ² |
| P4 | $\eta_1/10$ | 147253,319 | - |
| P5 | f_{cm} | 58000 | kN/m ² |

Das Betonmaterialmodell wurde vor der Verwendung im Dübelleistenmodell an Hand von Vergleichsrechnungen überprüft. Analog zu tatsächlichen Druckversuchen wurden dazu in SOFiSTiK zwei Druck-Probekörper zu Referenzzwecken erstellt: Ein Würfel mit 15 cm Kantenlänge und ein Zylinder mit Durchmesser 15 cm und Höhe 30 cm. Die Probekörper werden in Schritten von 1 MPa belastet.

Da die Belastung im modellierten Versuch kraftgesteuert aufgebracht wird, wird die Berechnung bei Erreichen der Versagenslast beendet, d.h. der post-kritische Bereich kann nicht betrachtet werden. Die Kurve endet also am Punkt der maximalen Druckspannung und die eigentlich darauffolgende Entfestigung des Betons ist nicht mehr dargestellt. Die berechnete Druckfestigkeit $f_{c,cyl} = 60$ MPa ist geringfügig größer als die vorgegebene Festigkeit $f_{cm} = 58$ MPa. Der Grund dafür liegt in der Versuchsmodellierung, da durch die feste Lagerung des Probekörpers schon ein geringer Querdruck im Beton aufgebaut wird, der die Druckfestigkeit erhöht. Die berechnete Würfeldruckfestigkeit ist mit $f_{c,cube} = 69$ MPa ungefähr 10 MPa höher als die Zylinderdruckfestigkeit, entsprechend den Festigkeitswerten im Eurocode 2.

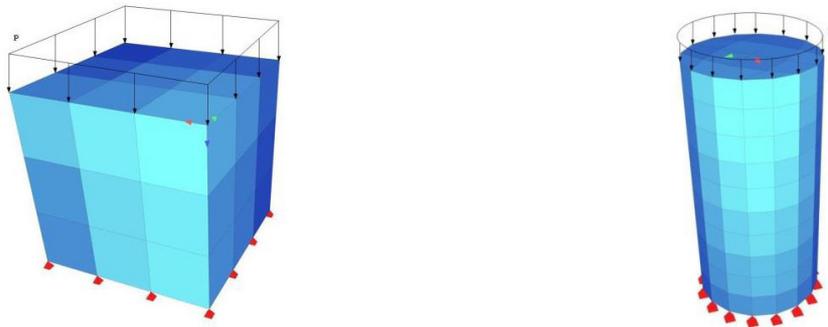
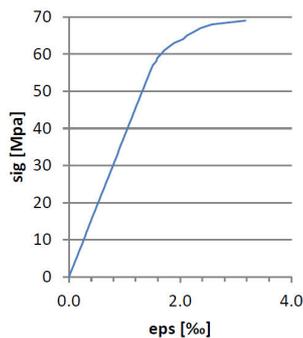
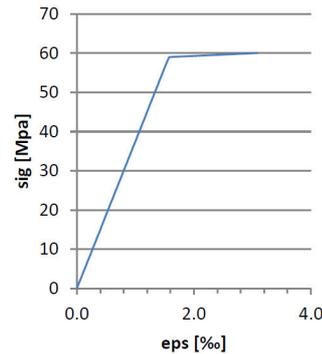


Abbildung 5-4: Rechenmodelle (Würfel und Zylinder) zur Kontrolle des nichtlinearen Betongesetzes nach Lade für nichtlineare Verifikationsberechnung
Finite Element Models (cube and cylinder) for the verification of the nonlinear material model of concrete according to Lade.



**Abbildung 5-5: Nachgerechnete Würfel-
druckfestigkeit des Betons**
**simulated compressive con-
crete strength of a cube
specimen**



**Abbildung 5-6: Nachgerechnete Zylinder-
druckfestigkeit des Betons**
**simulated compressive con-
crete strength of a cylinder
specimen**

Die im vorhergehenden Absatz schon angesprochene Erhöhung der Druckfestigkeit durch Querdruck, also der mehraxiale Spannungszustand im Beton, wurde ebenfalls mit einem Testmodell geprüft. Hierbei wird der Zylinderprüfkörper zusätzlich auf der Mantelfläche mit einem rotationssymmetrischen Flächendruck belastet (siehe Abbildung 5-7). Abbildung 5-8 zeigt die aufnehmbaren Druckspannungen in Abhängigkeit von der Querspannung. Die maximale Festigkeit beträgt $f_{c,c} = 100$ MPa bei einem rotationssymmetrischen Querdruck von $\sigma_2 = 7$ MPa. In [ZI06] ist eine Beziehung zwischen Querdruck und mehraxialer Druckfestigkeit angegeben (Gleichung (2-12)). Für k werden Werte $k = 4 - 5$ vorgegeben. Die Festigkeiten liegen dann zwischen $f_{c,c} = 88$ MPa bis 95 MPa. Die aus der Sofistik-Vergleichsberechnung ermittelte Druckfestigkeit liegt damit nur leicht darüber. Steigt der Querdruck noch weiter an, nimmt die Druckfestigkeit wieder ab, die Gesamtbeanspruchung des Betons ist so hoch, dass das Materialgefüge zerstört wird.

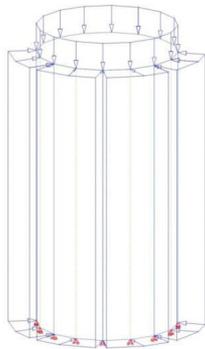


Abbildung 5-7: Belastung im mehraxialen Druckversuch
Loading of a simulated multiaxial compression test (cylinder)

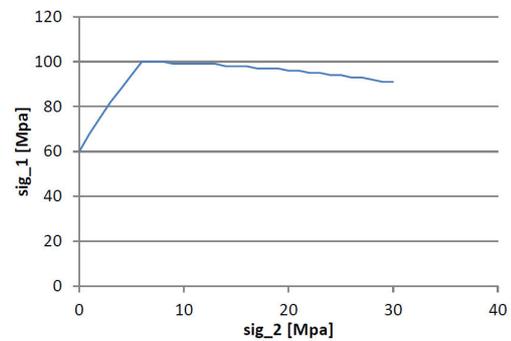


Abbildung 5-8: Mehraxialer Spannungszustand im Beton, maximal erreichbare Druckfestigkeit
Multiaxial stress state of the concrete, maximum compressive strength

Der Ausfall des Betons auf Zug im Zustand II wird im Berechnungsmodul ASE berücksichtigt. Es wird eine Abnahme der Zugfestigkeit mittels eines abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungslinie mit einer einachsigen Dehnungsdifferenz von 0,1 ‰ definiert. Das bedeutet, innerhalb eines Dehnungswegs von 0,1 ‰ fällt die Zugfestigkeit linear von $f_{ctm} = 4,1$ MPa auf null. Dies wurde ebenfalls durch Modellrechnungen verifiziert. Die Versagensspannung des Modell-Probekörpers liegt bei 3,9 MPa mit einer Dehnung von 0,11 ‰. Damit werden die gewünschten Vorgaben der Zugfestigkeit und Dehnungsdifferenz nahezu perfekt erfüllt.

5.1.4 Modellierung des Bewehrungsstahls

Model of the steel reinforcement

Im Vorgriff auf die Berechnungsergebnisse ist festzuhalten, dass der Bewehrungsstahl im Beton einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten des Verbundträgers hat, insbesondere die geschlossene Dübelbewehrung zwischen zwei Stahldübeln. Insofern ist die diskrete Abbildung des Bewehrungsstahls im Rechenmodell, insbesondere für die Berechnung von Traglastzuständen mit gerissenem Beton, essentiell wichtig.

Im vorliegenden Modell wird die komplette Betonstahlbewehrung des Verbundträgers mit Fachwerkstabelementen, auch TRUSS-Elemente genannt, dargestellt (siehe Abbildung 5-9). Diese Elemente können nur Normalkräfte übertragen. Alle Stäbe verlaufen entlang der BRIC Elementkanten in einer Linie von Knoten zu Knoten. Es wird näherungsweise von einem festen Verbund der Bewehrung mit dem umgebenden Beton ausgegangen, sodass die Stabendknoten identisch mit den BRIC Eckknoten sind.

Hier bleibt festzuhalten, dass die gewählte Modellierung auf Basis einer Knotenkopplung zwischen Volumenelementen und eingezogenen Stabelementen eine monolithische Verbindung zwischen den Werkstoffen darstellt und naturgemäß eine starke Vereinfachung ist. Eine physikalisch vorhandene, nichtlineare Schlupfbeziehung zwischen Beton und Bewehrungsstab kann somit nicht abgebildet werden. Jedoch wird die damit einhergehende Ungenauigkeit für Betrachtungen im Traglastzustand mit großflächig auf Zug ausgefallenen Betonelementen im Vorgriff auf die Spannungsplots als unbedeutend eingeschätzt, da dann letztlich andere Effekte einen viel größeren Einfluss auf das Tragverhalten haben. Insbesondere würde der Versuch, das Schlupfverhalten zwischen Beton und eingebundenen Bewehrungsstäben zu modellieren, zu wesentlichen Komplikationen in Bezug auf die Netzgenerierung und zu einem signifikant erhöhten Berechnungsaufwand durch die Einführung weiterer lokaler Nichtlinearitäten führen, mit ungewissen Ausgang, was die Stabilität und Konvergenz der Berechnung des Gesamtsystems angeht.

Die Bügel- und Biege-Längsbewehrung wird daher vereinfacht mit einzelnen Bewehrungsstäben modelliert, mit der Gesamtbewehrungsfläche als Querschnittsfläche, zusammengefasst in einem Einzelstab.

Als Einfüge-Ebene der Längsbewehrung dient eine zusätzlich generierte Vernetzungsfläche. Die Lage der Ebene ist parametrisiert und kann verändert werden. Bei der Schubbewehrung des Trägers, sowie der Dübelbewehrung ist an jeder Bügelposition ein Stabelement eingefügt, das ebenfalls mit der passenden Querschnittsfläche versehen wird. Die Bewehrungsführung, d.h. Querschnittsflächen, Bügelabstände und statische Nutzhöhe, ist identisch zum Versuchsaufbau. Nur rein konstruktive Bewehrung, sowie Haken zur Verankerung der Bewehrungsstäbe wurden vernachlässigt und sind nicht modelliert. Die Stabdurchmesser und Bügelabstände können Abbildung 5-9 und Abbildung 5-10 entnommen werden.

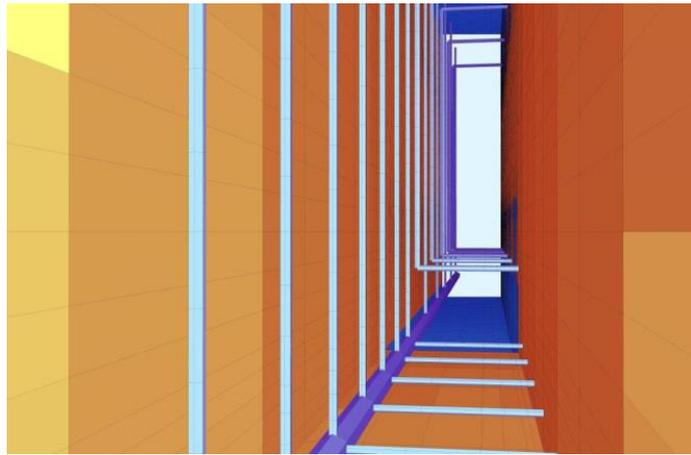


Abbildung 5-9: Bewehrungsmodellierung (Volumen-Elemente ausgeblendet, Blick ins Innere des Verbundträgers (1/4-Modell))
Simulation of the reinforcement steel (hidden volume elements, view inside the composite beam, quarter-model)

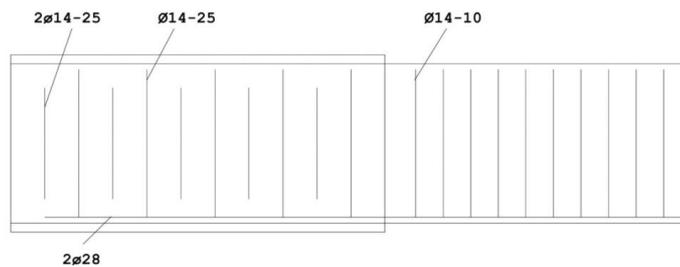


Abbildung 5-10: Bewehrungsschema
scheme of reinforcement arrangement

5.1.5 Modellierung des Verbundverhaltens an den Grenzflächen der Werkstoffe

Modelling of the interface conditions at material surfaces

Für eine realistische Modellierung des Verbundverhaltens der Dübelleiste im Beton sollten sich die Stahl- und Betonelemente unter Last voneinander lösen können (Schlupf). Damit dies möglich ist, dürfen sich die Elemente an der Kontaktfläche keine Knoten mehr teilen, sondern jedes Element braucht jeweils seinen eigenen Knoten an der gleichen Stelle.

Da die automatische Generierung deckungsgleicher Netze mit doppelten Knoten in den Kontaktflächen ist anspruchsvoll. Zu Testzwecken musste das erforderliche Netz letztendlich Hand selbst erstellt werden. Für die Knotenverdoppelung werden alle Kontaktknoten und die dazugehörigen Stahlelemente herausgesucht. Für jeden vorhandenen Knoten wird ein neuer Knoten mit den gleichen Koordinaten erstellt. Bei den Stahlelementen wird dann der alte Knoten durch den neuen Knoten ersetzt. Der erforderliche Austauschvorgang wurde mit einem Skript automatisch durchgeführt. Das so erzeugte Modell besteht dann

aus drei voneinander getrennten Körpern: Dem Betonteil sowie die beiden Stahldübelleisten.

In einem weiteren Schritt soll das Kontaktverhalten in SOFiSTiK ähnlich einer Penalty-Methode simuliert werden. Dafür werden die verdoppelten Knoten mit einer Feder verbunden. Da immer zwei identische Knoten verbunden werden, ist die Richtung der Feder nicht automatisch vorgegeben. Sie wird durch einen Vektor festgelegt, der normal zu Kontaktfläche liegt. Die Federn sollen sich unter Druck- und Zugbelastung unterschiedlich verhalten (Druck=Kontakt in der Grenzfläche, Zug=Abheben). Da die Federelemente aber keine Länge haben, muss die Richtung, in der eine Feder gestaucht oder gedehnt wird, bei allen Federn explizit und korrekt definiert werden.

Die Kontaktfedern sollen auf Druck, also wenn sich Stahl- und Betonelemente aufeinander zubewegen, eine hohe Steifigkeit besitzen, um Elementdurchdringungen zu verhindern. Der Nachteil dabei ist, dass extrem hohe Federsteifigkeiten zu einem schlechter konditionierten Gleichungssystem führen und damit das Konvergenzverhalten verschlechtert wird, was zu falschen Ergebnissen führen kann. Die Federsteifigkeit muss also so gewählt werden, dass die Berechnung noch gut konvergiert, die Durchdringungen aber möglichst klein sind. Eine Vergleichsrechnung an einem Kontakttestmodell ergibt für eine Steifigkeit von 10.000.000 kN/m ($c=10e6$ kN/m) gute Ergebnisse.

Der Ausfall der Federn auf Zug wird mit zwei Varianten simuliert. Bei der ersten Variante wird ein Zugausfall angegeben, der in SOFiSTiK standardmäßig implementiert ist. Es wird eine Zugkraft vorgegeben, ab der die Feder vollständig ausfällt und keine Kräfte mehr überträgt. Die dazu gewählte Risslast beträgt 0,2 kN. Bei der zweiten Variante wird für die Federn eine eigene Arbeitslinie definiert, mit einer hohen Steifigkeit im Druckbereich (wie oben 10.000.000 kN/m) und einer sehr geringen Steifigkeit im Zugbereich, hier zu 1×10^{-4} kN/m gewählt. (siehe Abbildung 5-12). Das Modell mit der Definition der Arbeitslinie konvergiert besser, daher wird diese Modellierungsvariante im Weiteren gewählt.

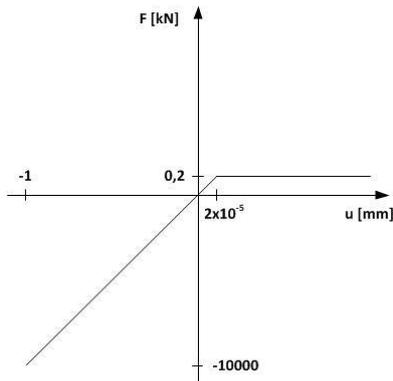


Abbildung 5-11: Nichtlineare Arbeitslinie implementiert mit „RISS“
Nonlinear load-deflection-relation implemented by „RISS“

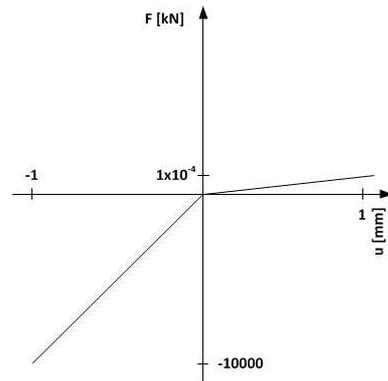


Abbildung 5-12: Nichtlineare Arbeitslinie implementiert mit „SARB“
Nonlinear load-deflection-relation implemented by „SARB“

Bei der Modellierung des Verbundverhaltens sollte zusätzlich die tangentiale Reibung zwischen den beiden Oberflächen berücksichtigt werden. Dadurch erhält man im Grundsatz eine unsymmetrische Steifigkeitsmatrix, die wiederum zu Konvergenzproblemen führen kann.

Bei der gewählten Software ist das Reibgesetz nach Coulomb implementiert. Die maximal übertragbare Tangentialkraft F_t ist dabei linear abhängig von der einwirkenden Normalkraft F_N und dem Reibungskoeffizienten μ , der einen Wert für die Rauigkeit des Kontakts darstellt.

$$F_t = \mu \cdot F_n$$

In SOFiSTiK wird die Reibung über die Steifigkeit der Kontaktfedern in Querrichtung angegeben. Mit der Vorgabe des Reibungskoeffizienten wird das Coulomb'sche Reibungsmodell aktiviert, und die Federsteifigkeit richtet sich nach der Normalkraft. Ist die Normalkraft eine Zugkraft, fällt die Feder in Querrichtung komplett aus und es tritt keine Reibung mehr auf.

Die Modellvariante mit Berücksichtigung der Kontaktbedingungen zwischen den Werkstoffen besteht aus genauso vielen BRIC und TRUSS Elementen wie Variante 1, hat aber 38343 statt 35056 Knoten und zusätzlich 3290 nichtlineare Federelemente, welche einen erheblich vergrößerten Berechnungsaufwand mit sich bringen.

5.2 Berechnung des Verbundträgers **Calculation of the composite beam**

5.2.1 Allgemeines **General remarks**

Die Berechnung des erzeugten Modells erfolgt unter Berücksichtigung aller zuvor genannten Nichtlinearitäten mit dem Programmmodul ASE (Version 27.11). Das Gleichungssystem zur Berechnung der Knotenverschiebungen wird in ASE mit einem modifizierten Newton-Raphson Verfahren gelöst, bei dem die Konvergenzgeschwindigkeit dadurch erhöht wird, dass nicht für jeden Iterationsschritt die tangentiale Steifigkeitsmatrix erneut berechnet wird, sondern immer die gleiche, im ersten Iterationsschritt aufgestellte Steifigkeitsmatrix verwendet wird. Dadurch werden zwar zum Erreichen der gleichen Rechengenauigkeit mehr Iterationsschritte benötigt, der Aufwand zum erneuten Aufstellen der Steifigkeitsmatrizen entfällt jedoch. In ASE wird aber nicht komplett auf das Berechnen einer neuen Steifigkeitsmatrix verzichtet. Stattdessen wird bei Bedarf, wenn der Iterationsschritt in Richtung eines Energieminimums verläuft, eine neue Steifigkeitsmatrix aufgebaut. Zusätzlich wird die Konvergenz durch die Anwendung eines Line-Search Verfahrens erhöht. Mit dem Newton Verfahren wird bei jedem Iterationsschritt die Richtung zur Lösung des Gleichungssystems vorgegeben. Das Line-Search Verfahren findet über Iteration die minimale passende Schrittweite zur Richtung, bevor mit dem Newton-Verfahren der nächste Iterationsschritt durchgeführt wird. Zur Lösung des Gleichungssystems in Matrizenform innerhalb des Newton-Raphson Verfahrens wird der in ASE implementierte Direkte Parallele Multifront Sparse Solver verwendet.

Das Iterationsverfahren wird solange fortgesetzt, bis die Konvergenzkriterien mit der angegebenen Toleranz erfüllt sind, oder die maximal zugelassene Anzahl an Iterationen erreicht ist. Es gibt drei Kriterien an denen die Konvergenz gemessen werden kann: Das Kräftekriterium, bei dem die Restkräfte die Toleranz nicht überschreiten dürfen, das Verschiebungskriterium, bei dem das Verhältnis der Änderung der Verschiebung zur Gesamtverschiebung die Toleranz erfüllt und das Energiekriterium, bei dem die von den Restkräften mit der Verschiebung geleistete Arbeit minimiert wird. Das Energiekriterium ist somit eine Kombination der beiden anderen Kriterien. Bei, mit steigender Belastung, weicher werdenden Systemen ist ein Kräftekriterium möglicherweise alleine nicht ausreichend um mit der Konvergenz realistische Ergebnisse zu erhalten, da ein kleine Kraftänderung zu großen Verschiebungen führen kann. Es ist daher empfehlenswert, gleichzeitig das Verschiebungskriterium zu berücksichtigen, oder auf das Energiekriterium zurückzugreifen. In SOFiSTiK kommen Kräftekriterium und Energiekriterium zur Anwendung, allerdings unabhängig voneinander, d.h. die Berechnung wird als konvergent angesehen sobald nur eines der beiden Kriterien erfüllt ist. Die dann vorhandenen Restkräfte und Verschiebungen müssen auf jeden Fall überprüft werden.

5.2.2 Belastungsarten **Modus of loading**

Grundsätzlich wird bei numerischen Simulationen zwischen kraftgesteuerter und weggesteuerter Belastung unterschieden. Lastgesteuert bedeutet, dass das System durch eine äußere Kraft belastet wird und auf dem Gleichgewichtspfad der Punkt mit der passenden Verformung gesucht wird. Beim weggesteuerten Verfahren wird die Systemverformung vorgegeben und auf dem Gleichgewichtspfad der Punkt mit entsprechender Last gesucht. Wenn sich das betrachtete System unter hoher Last entfestigt, d.h. die Steifigkeit sinkt, verläuft der Gleichgewichtspfad flacher. Unter kraftgesteuerter Belastung wie in Abbildung 5-13, kann es sein, dass bei einer kleinen Änderung der Kraft der Iterationspfad (grüne Linie) auf einen Gleichgewichtspunkt treffen kann, der einer großen Verschiebungsänderung entspricht, oder sogar vollständig am Gleichgewichtspfad „vorbeilaufen“ kann, sodass nie eine Lösung gefunden werden kann. Im Vergleich dazu, trifft der Iterationsweg beim weggesteuerten Verfahren (siehe Abbildung 5-14) in jedem Fall auf den Gleichgewichtspfad. Generell gilt bei entfestigenden Systemen, dass zu Beginn der Belastung bei noch hoher Steifigkeit, mit kraftgesteuerter Last eine ausreichende Konvergenz erreicht wird und wenn mit steigender Belastung die Steifigkeit sinkt, eine weggesteuerte Belastung ein besseres Konvergenzverhalten zeigt. In den Berechnungen zu dieser Arbeit wird jedoch innerhalb eines Berechnungsdurchgangs die Belastung nicht geändert, d.h. es wird von Anfang bis Ende entweder kraft- oder weggesteuert belastet.

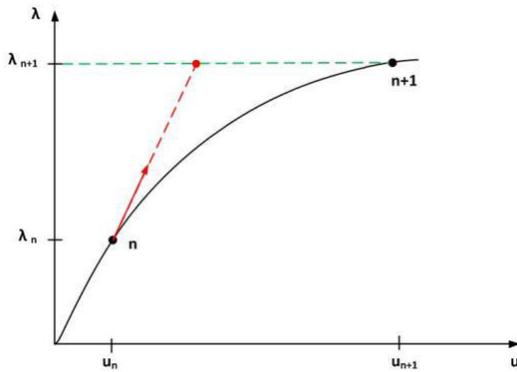


Abbildung 5-13: Kraftgesteuerte Berechnung
Force-controlled calculation

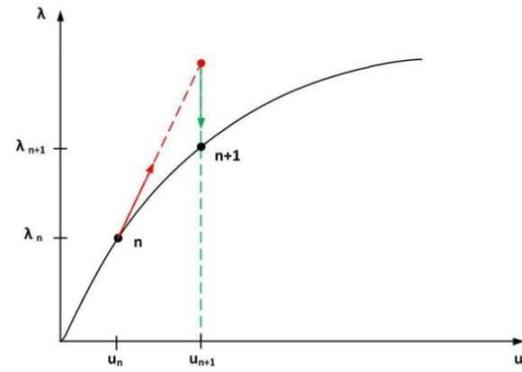


Abbildung 5-14: weggesteuerte Berechnung
deflection-controlled calculation

Die passende Belastung für das System wird mit dem Modul SOFiLOAD (Version 15.30) generiert. Im Versuch wird der Einfeldträger in Trägermitte mit einer hydraulischen Presse durch eine Einzellast beansprucht. Um, wie auch bei der Auflagermodellierung, keine Singularität aus der Belastung zu erhalten, wird die Einzellast im Modell als Flächenlast aufgebracht. Die belastete Fläche reicht in Trägerquerrichtung über die gesamte modellierte Trägerbreite und in Längsrichtung bis 125 mm von der Trägermitte. Das ergibt eine Fläche von 180 cm². Verwendet wird eine sogenannte freie Flächenlast, bei der die Oberflächen der BRIC Elemente als Referenzobjekte dienen. Da die Symmetrieeigenschaften des Gesamtsystems in der Modellierung berücksichtigt sind, muss auch die Belastung entsprechend angepasst werden: Durch das Halbieren des Systems in Trägermitte, wird auch die Last halbiert. Außerdem besitzt der modellierte, halbe Querschnitt auch nur das halbe Flächenträgheitsmoment I_y des Originalquerschnitts. Damit die Spannungen im halbierten Querschnitt den tatsächlichen Spannungen im Originalquerschnitt entsprechen, muss die Belastung nochmals halbiert werden. Daher ist die im Modell aufgebrachte Last nur ein Viertel der real wirkenden Last des Gesamtsystems. Im Modell wird dafür eine einer (Gesamt-)Einheitslast von 100 kN äquivalente Flächenlast von 1389 kN/m² aufgebracht. Die Laststeigerung bis zur Traglast wird im Berechnungsmodul über Lastfaktoren gesteuert. Daneben wird auch als weiterer Lastfall für die weggesteuerte Berechnung eine Verschiebung der Belastungsfläche in z-Richtung definiert: Alle Punkte die innerhalb der Belastungsfläche liegen erhalten eine Einheitsverschiebung von 1 mm, welche ebenfalls über Lastfaktoren schrittweise erhöht wird.

5.2.3 Berechnungsparameter Parameters of calculation

Für jeden Lastfaktor wird ein neuer Lastfall erstellt, der sich immer aus dem gewählten Einheitslastfall, multipliziert mit dem Lastfaktor, zusammensetzt. Jeder dieser aufeinander aufbauenden Lastfälle wird in einem einzelnen ASE Modul berechnet. Der Lastfaktor wird bei jedem neuen Berechnungsschritt um 0,1 erhöht, sodass die Last in Inkrementen von 10 kN (kraftgesteuert) bzw. 0,1 mm (weggesteuert) aufgebracht wird.

Neben der Auswahl des verwendeten Gleichungssolvers und Iterationsverfahrens sind hier zwei Werte von großer Bedeutung: Die maximale Anzahl der Iterationsschritte und die Toleranzgrenze der Iteration. Auf Grund der großen Elementzahl und teilweise hohen Belastung, wird das Iterationsverfahren teils erst bei 2000 Schritten beendet. Dadurch werden auch bei Berechnungen, die nicht vorher konvergieren, meistens Restkräfte in vertretbarer Größenordnung erhalten. Die Toleranz des Iterationsverfahrens wird bei kraftgesteuerter Belastung auf 0,1 und bei weggesteuerter Belastung auf 0,01 gesetzt, d.h. das Kräftekriterium ist erfüllt, wenn die Restkräfte kleiner oder gleich 10 % bzw. 1 % der Knotenkräfte sind. Für die Toleranz des Energiekriteriums ist keine Eingabe möglich.

Eine weitere wichtige Einstellung ist die Auswahl von Primärlastfällen. Bei Angabe eines Primärlastfalls (PLF), wird in der Berechnung auf die bereits vorhandene Steifigkeitsmatrix des verformten Systems aus dem vorhergehenden Lastfall (dem Primärlastfall) zurückgegriffen. Dadurch wird bei jedem Lastfall nur die zusätzliche Last aus dem Lastinkrement aufgebracht, und die Konvergenz in diesem Schritt leichter erreicht. Wird ohne Primärlastfälle gerechnet, wird das System bei jedem Lastfall aufs Neue, vom Ausgangszustand aus, schlagartig mit der gesamten vorgegebenen Last belastet, was letztendlich sinnlos ist, weil es frühzeitig zu Nicht-Konvergenz und Abbruch der nichtlinearen Berechnung führt.

5.2.4 Konvergenzverhalten Numerical convergence behaviour

Die Berechnungsdauer eines Finiten Elemente Modells wird von mehreren Faktoren beeinflusst. Den größten Einfluss hat die Anzahl der verwendeten Elemente. Mit jedem Element steigt die Anzahl der Freiheitsgrade und damit die Größe des zu lösenden Gleichungssystems. Die Traglastermittlung beim Einfeldträgermodell mit 29848 BRIC Elementen dauert ungefähr 25-mal so lang wie beim Einzeldübelmodell (später beschrieben) mit 2409 BRIC Elementen. Auch alle nicht-linearen Probleme, vor allem die Kontaktmodellierung, erhöhen die erforderliche Berechnungszeit enorm. Eine Traglastermittlung für das hier verwendete Modell mit Berücksichtigung des Kontakts dauert ca. 2,5- bis 3-mal so lang, wie die Ermittlung beim Modell mit festem Verbund. Die hohen Rechendauern stehen in direktem Zusammenhang zum Konvergenzverhalten des Systems. Da die Höhe der Restkräfte nur langsam sinkt, werden viele Iterationsschritte benötigt, bis das Konvergenzkriterium erfüllt ist. In Abbildung 5-15 sind die für eine Konvergenz erforderlichen Iterationen für jeden Lastfall dargestellt. Während das Einfeldträgermodell Variante 1 mit festem Verbund im Normalfall vorher konvergiert, wird die Berechnung der Einfeldträger Variante 2 mit Kontaktsimulation fast immer erst durch die festgelegte, maximale Iterationsanzahl von 2000 Iterationen beendet (damit bei teils nicht vollständig hergestellter Konvergenz).

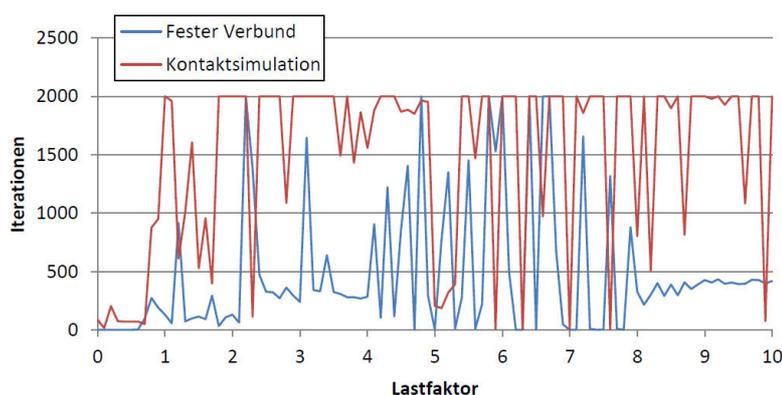


Abbildung 5-15: Vergleich des Konvergenzverhaltens (Fester Verbund / Kontaktmodell)
Comparison of convergence (rigid bond model versus contact model)

Der Einfluss der Größe der Lastinkremente auf die Konvergenz wurde schon im vorhergehenden Kapitel bei der Einführung der Primärlastfälle diskutiert. Generell verbessern möglichst kleine Lastschritte die Konvergenz, da in SOFiSTiK aber für jeden Lastschritt ein Lastfall berechnet werden muss und damit die Rechenzeit erhöht wird, muss hier wieder ein Kompromiss gefunden werden.

Ein weiterer Punkt zum Konvergenzverhalten ist der Verlauf der Arbeitslinien von Material und Federn. Werden bei den Linien horizontale Bereiche definiert, z.B. ein Fließplateau beim Material oder eine Risslast bei Federn, wird die Konvergenz verschlechtert. Horizontalen sind bei numerischen Iterationsverfahren allgemein zu vermeiden. Die Definition des Stahls mit einem Verfestigungsmodul im plastischen Bereich anstatt eines Fließplateaus dient also nicht nur der realistischeren Modellierung des Materials, sondern verbessert auch die Konvergenz der Berechnung. Die bessere Konvergenz bei der Kontaktmodellierung mit einer steigenden Arbeitslinie wurde bereits angesprochen.

Eine weitere Möglichkeit, die Konvergenz in numerischen Berechnungen zu beeinflussen, ist die Änderung der Belastungsart. Während die Zahl der Iterationen und die Restkräfte im kraftgesteuerten Verfahren mit höherer Last immer weiter ansteigen und damit die Ergebnisse schlechter werden, bleiben die Restkräfte beim weggesteuerten Verfahren nahezu konstant sehr klein.

5.2.5 Modellbildung - Zusammenfassung Modelling - Summary

Insgesamt sind die Berechnungszeiten selbst für das reduzierte $\frac{1}{4}$ -Modell des Versuchsträgers zur rechnerischen Ermittlung des Traglastzustandes unter Berücksichtigung aller Materialnichtlinearitäten ganz erheblich. Neben praktikablen Berechnungszeiten bestehen Schwierigkeiten auch darin, eine zufriedenstellende und hinreichend sichere Konvergenz des Modells bei höheren Laststufen zu erzielen. Eine stabile Berechnung ergibt sich nach unseren Erfahrungen unter folgenden Randbedingungen:

- Vollständiger Verzicht auf Kontaktmodellierung in den Materialgrenzflächen, Vereinfachung des Modells mit vollem Materialverbund an den Grenzflächen (Stahl / Beton)

- Sukzessive schrittweise Steigerung der Last, unter Aufsetzen auf die vorherige Laststufe mittels Primärlastfalldefinition, dabei ausreichend feine Lastinkremente wählen.
- Weggesteuerte Berechnung (Aufbringen von Verschiebungen) statt Kraftgesteuert.

5.3 Auswertung der Berechnungsergebnisse

Evaluation of the computer simulation

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse des Einfeldträgermodells mit festem Verbund zwischen Stahldübeln und Beton ausführlich analysiert. Durch die feste Verbindung von Stahl und Beton ist das Modell für die Untersuchung von lokalen Effekten im Dübelbereich, z.B. Schlupf, nur bedingt geeignet, die globale Tragwirkung des Verbundträgers kann mit diesem Modell jedoch gut dargestellt werden. Die Berechnungen sind stabil konvergent und die Ergebnisse liegen sehr nahe an den Versuchen. Zudem werden wesentliche Effekte, die im Versuch zum Versagen des Trägers geführt haben, von der Simulation gut wiedergegeben.

5.3.1 Vergleich mit den Versuchsergebnissen (Durchbiegung)

Comparison with test results (deflection)

In Abbildung 5-16 sind die Versuchsergebnisse (blau) drei Simulationen gegenübergestellt. Eine lastgesteuerte Berechnung (eft_1_09, rot) und zwei weggesteuerte Berechnungen (eft_1_10, grün und eft_1_11, lila). Bei der Rechnung eft_1_09 wird die Durchbiegung im gesamten Belastungsvorgang unterschätzt. Außerdem zeigt der stufenförmige Verlauf unter großen Lasten, dass hier eine weggesteuerte Berechnung bessere Ergebnisse liefert. Die beiden weggesteuerten Berechnungen liegen sehr nahe beieinander, der Sprung in der gemessenen Belastung im Bereich um 680 kN ist bei eft_1_11 jedoch um einiges kleiner. Hinzu kommt, dass diese Berechnung im gesamten Verlauf die Versuchsergebnisse am besten annähert. Im Durchschnitt beträgt die Abweichung zwischen Versuch und Rechnung im Bereich bis ca. 650 kN nur ca. 2 mm (d.h. Rechenmodell etwas steifer).

Da die Berechnung / Modell eft_1_11 am besten die Versuchsergebnisse annähert, sind die im Folgenden verwendeten Ergebnisse dieser Berechnung entnommen. Zudem ist das Konvergenzverhalten dieser Berechnung mit den geringsten Restkräften am besten. Die Ergebnisse sind daher im Vergleich zu den anderen Rechnungen als genauer einzuschätzen.

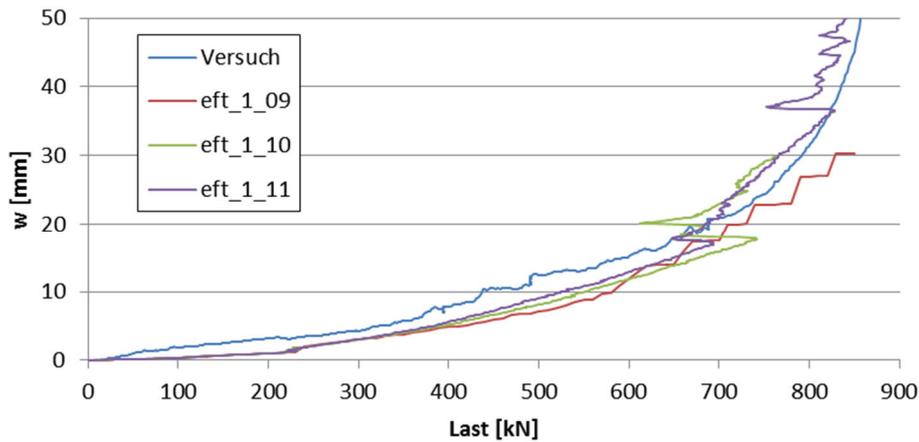


Abbildung 5-16: Vergleich der Last-Verformungs-Kurven von Versuch und Modellen
Comparison of the load-deflection curves resulting from tests and models

5.3.2 Traglastermittlung Ultimate load capacity

Die maximale Traglast kann beim vorliegenden Verbundträger nicht einfach über einen Vergleich der auftretenden Spannungen mit den Materialfestigkeiten bestimmt werden. Vor allem im Bereich der Betonübel sind die Festigkeiten schon früh lokal überschritten, das Gesamtsystem ist aber noch tragfähig. Die tatsächliche maximale Traglast des Verbundträgers wird über die Systemverschiebung im Rahmen einer Traglastiteration bestimmt. Am deutlichsten ist der Versagenspunkt bei einer weggesteuerten Belastung erkennbar. Ist der Versagenspunkt erreicht, nimmt die Verschiebung weiterhin zu, die aufgenommene Last bleibt jedoch gleich, oder wird sogar kleiner.

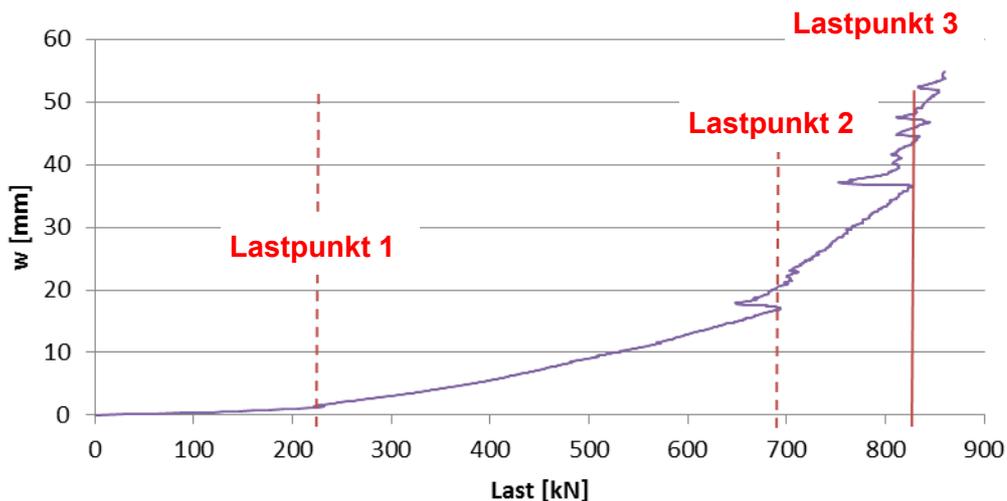


Abbildung 5-17: Last-Verformungskurve der Modellrechnung; ausgezeichnete Punkte 1,2,3
Load-deflection curve of the model calculation; emphasized load points 1,3,4

In der Last-Verformungskurve in Abbildung 4 4 sind drei Punkte im Kurvenverlauf auffällig. Punkt 1 an einem Knick bei einer Last von 230 kN, Punkt zwei mit einem Sprung in der aufgenommenen Last bei 690 kN, sowie Punkt 3 mit einem starken Abfall der Last bei 830 kN.

Punkt 3 kann als Versagenspunkt des Gesamtsystems gesehen werden. Die Last geht schlagartig um 75 kN zurück. Anschließend ist zwar nochmals eine weitere Laststeigerung erkennbar, diese geht jedoch mit einer großen Verformung des Systems einher. Hinzu kommt, dass sich das Modell in diesem Bereich nur noch sehr instabil verhält, wie an dem unregelmäßigen, sprunghaften Verlauf der Kurve erkennbar ist. Im Vergleich zum entsprechenden Bauteilversuch (Traglast ca. 850 kN) wird die maximale Traglast in der Simulation mit 20 kN weniger um ungefähr 2 % unterschätzt.

Die beiden anderen Kurvenpunkte 1 und 2 sind auch in der Last-Verformungskurve des Versuchs zu erkennen. Das Systemverhalten an diesen beiden Stellen wird noch im Folgenden beschrieben.

5.3.3 Versagensmodi Modes of Failure

Das Versagen des FE-Modells verläuft nahezu gleich wie im Versuch. Abbildung 5-18 stellt den Versagenspunkt gemäß Berechnung dar. Abbildung 5-19 stellt die gleiche Animation mit dreifacher Überhöhung dar, um die auftretenden Verformungen besser sichtbar zu machen. Die untere Dübelleiste wird dabei aus dem Verbundträger ausgezogen. Das Betongefüge in den Betondübeln wird vollständig zerstört, im Gegensatz dazu wird die untere Dübelleiste aber kaum beansprucht. Die Stahlspannungen liegen vollständig im elastischen Bereich, nur in der oberen Leiste treten plastische Verformungen auf.

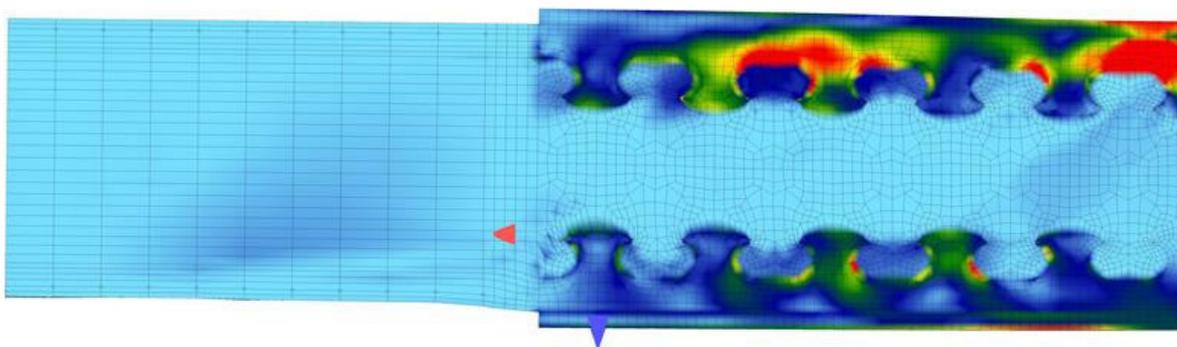


Abbildung 5-18: Animation des Trägers zum Versagenspunkt
Animation of the beam model at failure

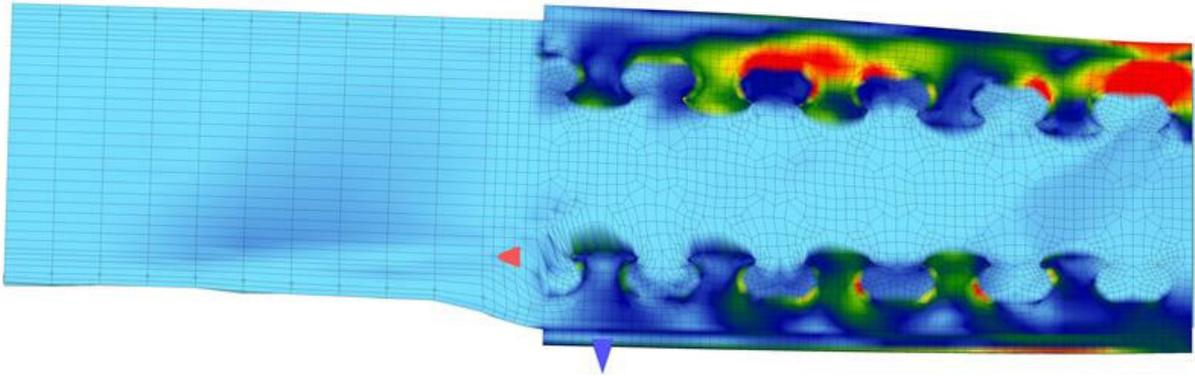


Abbildung 5-19: Animation des Trägers zum Versagenspunkt, Darstellung 3-fach überhöht
Animation of the beam model at failure, three times as high as in reality

Die FE-Elemente aus Stahl der Dübelleiste können sich auf Grund der Modellierung mit festem Verbund nicht von den Betonelementen lösen. Bei der Simulation tritt daher keine offene Fuge zwischen Stahl und Beton auf. Die angrenzenden Betonelemente fallen auf Zug aus, und werden an dieser Stelle extrem gedehnt. Diese Dehnung ist nur der Darstellung geschuldet, nennenswerte Zugkräfte normal zur Trennfläche der Materialien werden dabei jedoch nicht übertragen. Der Auszugseffekt wird verschmiert über die Querschnittshöhe dennoch sehr gut wiedergegeben.

In Abbildung 5-20 sind die Durchbiegungen am Leistenende für verschiedene Querschnittsstellen dargestellt. Vergleicht man die Durchbiegung der oberen Dübelleiste (grün) mit der Durchbiegung im Trägerschwerpunkt (rot), ist der Verlauf nahezu identisch. Die untere Dübelleiste wird im Gegensatz dazu stark nach unten gezogen. Beim Versagenspunkt beträgt die Verschiebungsdifferenz über 20 mm, d.h. der Stahldübel am Leistenende ist ca. 2 cm aus dem Beton herausgezogen worden. Der Beginn des Auszugsvorgangs liegt bei einer Last von 230 kN und entspricht genau Punkt 1 in der Last-Verformungskurve des Gesamtsystems (siehe Abbildung 5-17). Zu diesem Lastpunkt beginnt der Beton an der unteren Leiste zu versagen.

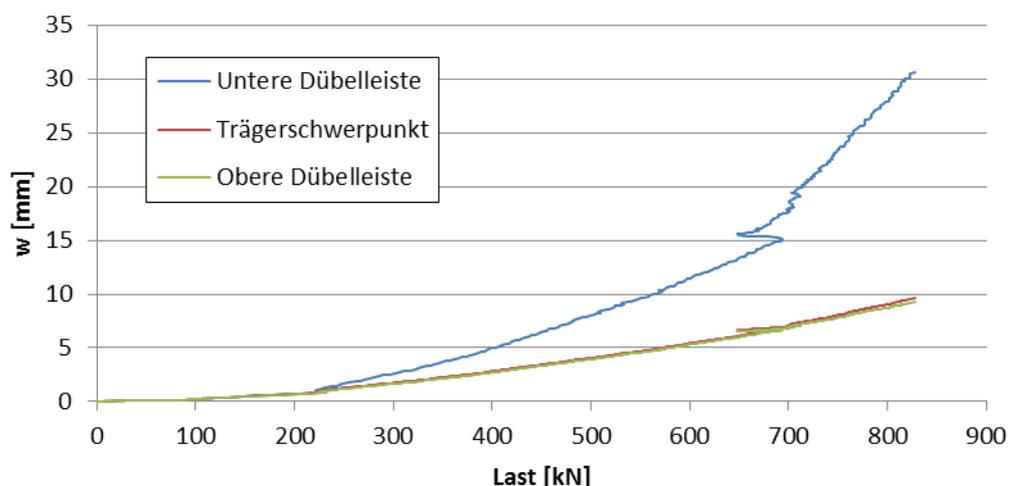


Abbildung 5-20: Ausziehen der unteren Dübelleiste. Verformungen am Dübelleistenende
Pull-out-effect of the lower external reinforcement. Deflections at the end of
the external reinforcement.

Vergleicht man die Durchbiegung des Trägers an der unteren Dübelleiste in Trägermitte und am Leistenende, stellt man fest, dass die Leiste kaum gebogen wird, sondern fast waagrecht nach unten gedrückt wird. Vergleicht man die Verschiebung im Trägerschwerpunkt, beträgt der Unterschied ca. 25 mm. Die Biegesteifigkeit der Dübelleiste ist so hoch, dass die Kräfte, die für eine – an die Biegelinie des Einfeldträgers angepasste – Durchbiegung der Leiste erforderlich sind, nicht von den Verbunddübeln aufgenommen werden können. Somit bildet das Rechenmodell das im Versuch beobachtete maßgebende Versagen im Grenzzustand der Tragfähigkeit als Betonversagen ab, während die untere Stahlleiste im Versagenszustand insgesamt nur gering beansprucht wird.

5.3.4 Stahlspannungen in den Dübelleisten Stress in the steel dowels

Die einzelnen Dübel werden durchnummeriert, beginnend mit Dübel 1 in Trägermitte bis Dübel 6 am Leistenende.

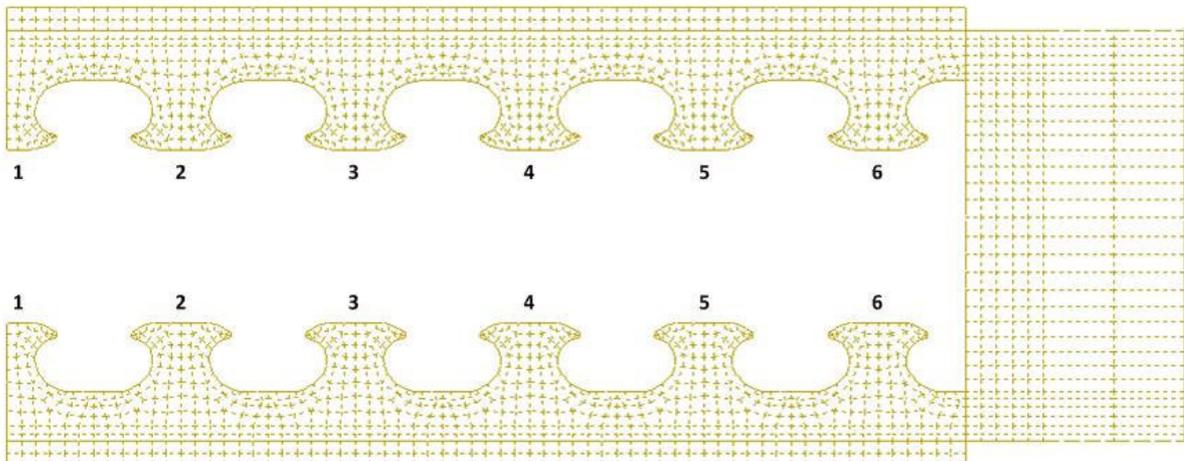


Abbildung 5-21: Nummerierung der Stahldübel
Numbering of the steel dowels

Die größte Spannungsausnutzung (v. Mises Vergleichsspannung) tritt zum Versagenspunkt in der oberen Leiste auf. Der Stahl plastifiziert fast vollständig unterhalb der Lasteinleitung und im ersten und vierten Dübelgrund. Außerdem treten lokale Plastifizierungen im zweiten und dritten Dübelgrund auf. Die maximale Vergleichsspannung beträgt 399 MPa im ersten Dübelgrund und ist damit noch weit von der angesetzten Zugfestigkeit von 490 MPa entfernt. Die untere Dübelleiste bleibt vollständig im elastischen Bereich mit Spannungen bis ca. 300 MPa. In Abbildung 5-22 sind die Vergleichsspannungen in den Dübelleisten beim Systemversagen (Last 830 kN) dargestellt.

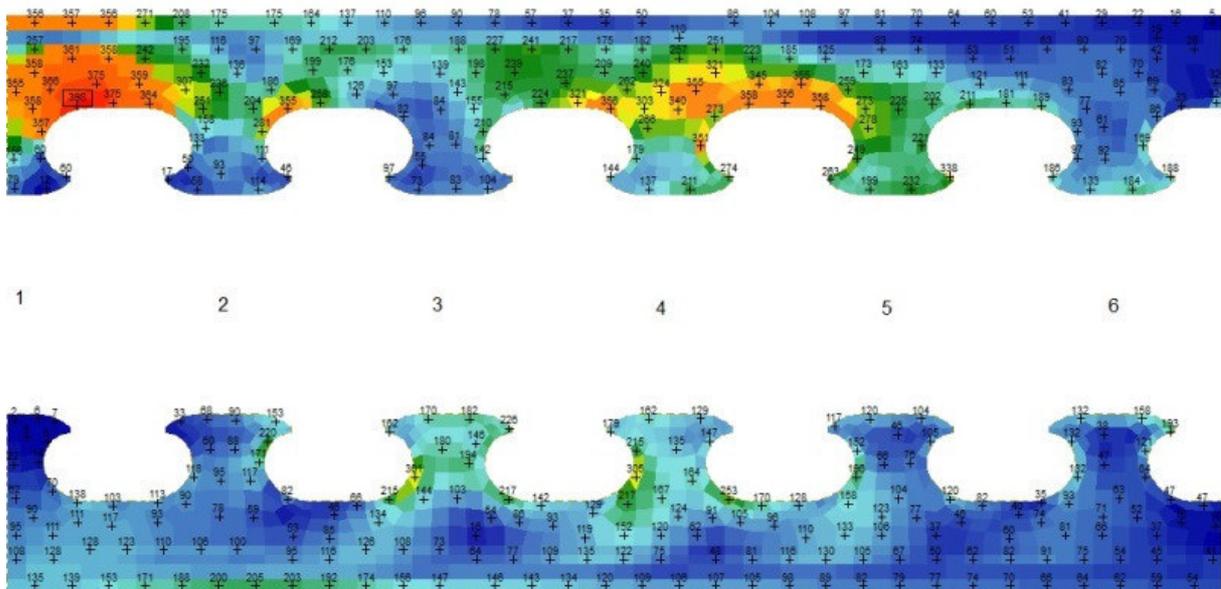


Abbildung 5-22: Vergleichsspannung [MPa] (Last 830 kN)
Equivalent stress [MPa] (Load 830 kN)

Untersucht man die maßgebende Belastungsrichtung, Normalspannungen in x-Richtung (siehe Abbildung 5-23), ist ein deutlicher Unterschied in der Belastungsrichtung der stark ausgenutzten Bereiche sichtbar. Dübelgrund 1 steht stark unter Zug. Dieser entsteht aus der Biegung der Dübelleiste. Dübelgrund 4 ist unter Druckbelastung. Die Ursache hierfür ist eine Betondruckstrebe, aus der Kräfte in die Leiste übertragen werden.

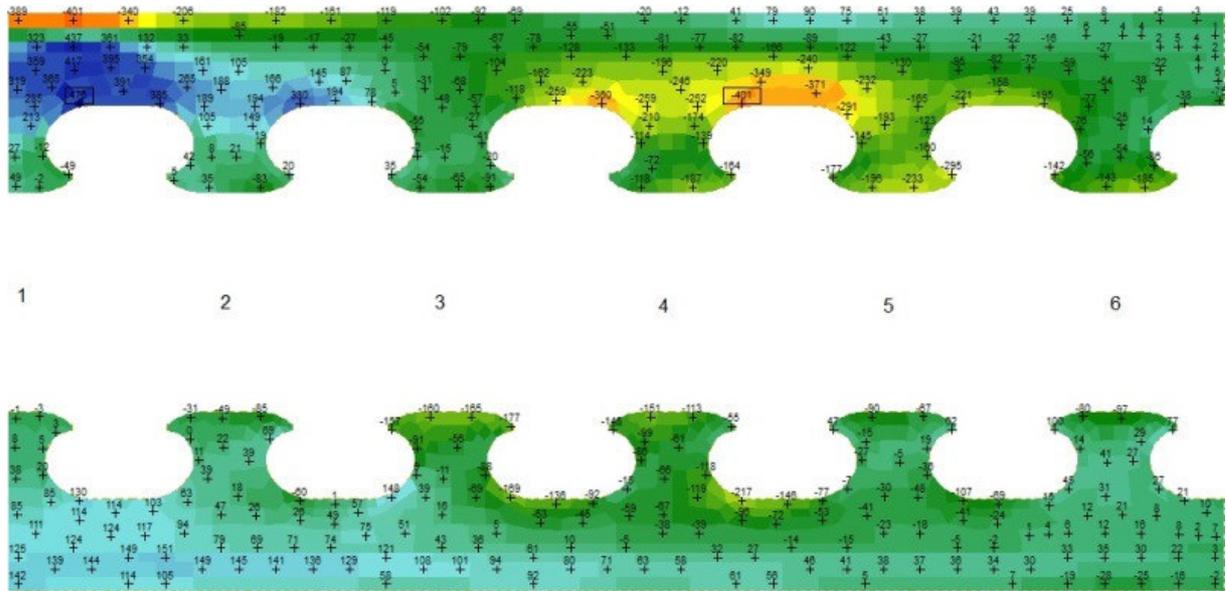


Abbildung 5-23: Normalspannungen x-Richtung [MPa] (Last 830 kN)
Normal stress in x-direction [MPa] (load 830 kN)

Betrachtet man die Spannungsänderung in den Dübeln 5 und 6 der unteren Dübelleiste um den Lastpunkt 1, kann man bei Laststeigerung einen sprunghaften Anstieg feststellen (siehe Abbildung 5-24 und Abbildung 5-25). Während die globalen Spannungen im Flansch und dem daran angrenzenden Stegbereich fast gleich bleiben, erhöhen sich die Spannungen am Dübelkopf enorm. Im Dübel 6 steigt die Spannung bis auf das zehnfache von 4 MPa auf 44 MPa an. Die Ursache ist das ensetzende Ausziehen der Dübelleiste. Ab diesem Lastniveau (ca. 230 kN äußere Last, bezogen auf das Gesamtsystem) versagen die Betonelemente über dem Dübelkopf auf Zug, und der Stahldübel stützt sich mit seiner Unterseite auf dem Betondübel gegen das Ausziehen ab. Im benachbarten Dübel 5 ist die Spannungsänderung schon viel geringer, da dieser noch nicht so stark vom Ausziehen beansprucht wird.

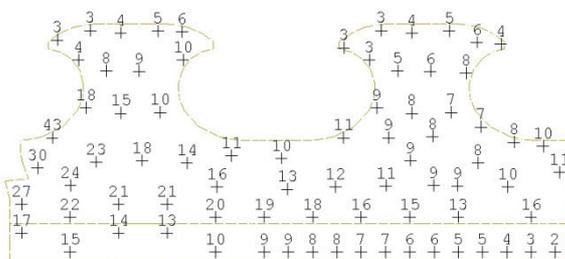


Abbildung 5-24: Vergleichsspannung [MPa] zum Lastpunkt 1
Equivalent stress [MPa] at loading level point 1

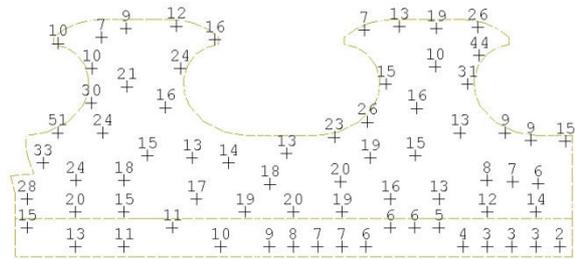


Abbildung 5-25: Vergleichsspannung [MPa] nach Lastpunkt 1
Equivalent stress [MPa] beyond loading level point 1

5.3.5 Dübelkräfte Dowel forces

Für die Auswertung der Teilschnittkräfte auf die einzelnen Dübel, werden die Spannungen über eine vorgegebene Schnittebene integriert. Die Normalkräfte N , in z -Richtung und die Schubkräfte V , in x -Richtung, werden mit einer Schnittgrößenintegration über die Schnittfläche, dargestellt in Abbildung 5-26, berechnet.

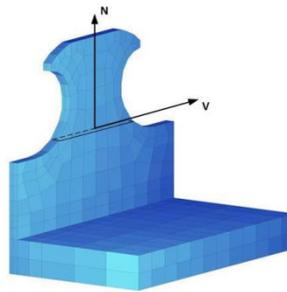


Abbildung 5-26: Schnittebene und Wirkungsrichtung von Normal-/Querkraft
cross section and definition of resulting normal- and transverse dowel forces

In Abbildung 5-27 und Abbildung 5-28 sind die Normalkräfte auf die Dübel in z -Richtung für mehrere Lastfälle dargestellt. Es überrascht, dass selbst der Dübel unter der Lasteinleitungsfläche auf Zug nach unten beansprucht wird. Die Dübel 3 und 4 stehen am stärksten unter Zug, da auf sie durch die Biegesteifigkeit der oberen Dübelleiste auch eine Auszugskraft wirkt, jedoch nach oben. Die Leiste wird davon aber nicht wie die untere, komplett aus dem Beton ausgezogen, da die Betondübel in diesem Bereich überdrückt werden. Die Dübel in der unteren Leiste stehen ebenfalls vollständig unter Zug. Die Kräfte wirken, entgegen der Auszugsrichtung der Leiste, nach oben. Nur Dübel 1 in Trägermitte ist kaum beansprucht. In Trägermitte tritt der Auszugseffekt nicht auf.

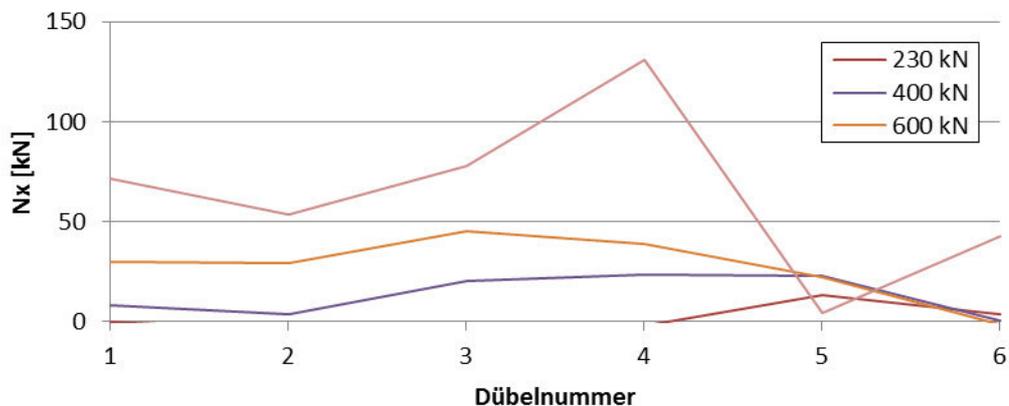


Abbildung 5-27: Zugkräfte in den oberen Dübeln (z-Richtung)
Tension Forces of the upper steel dowels (z-direction)

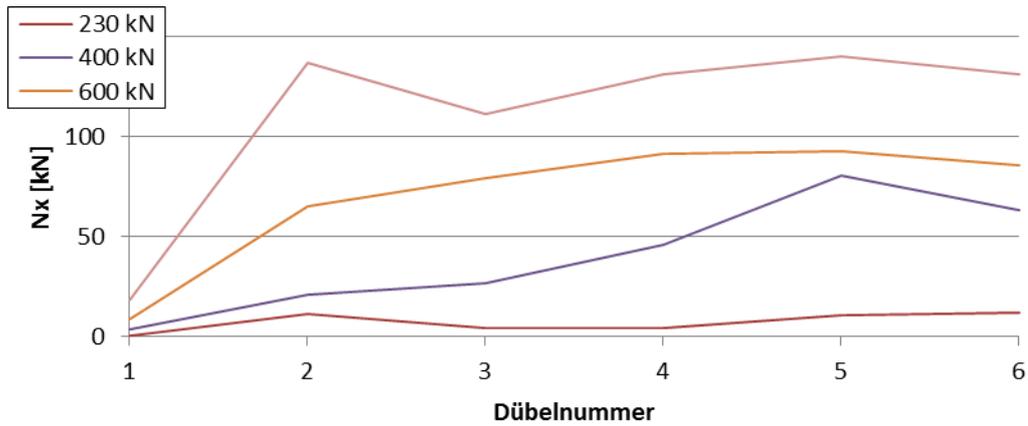


Abbildung 5-28: Zugkräfte in den unteren Dübeln (z-Richtung)
Tension forces of the lower steel dowels (z-direction)

Die Kräfte in x-Richtung sind in Abbildung 5-29 und in Abbildung 5-30 dargestellt. Die Schubkräfte entlang der Schnittfläche wirken in der oberen Leiste in negativer x-Richtung zur Trägermitte, in der unteren Leiste in positiver x-Richtung zum Leistenende. In der oberen Leiste ist Dübel 5 am stärksten beansprucht, vermutlich durch die Betondruckstrebe. In der unteren Leiste treten die größten Kräfte in den mittleren Dübeln 3 und 4 auf. Dort wird die Dübelleiste gleich der unteren Dübelleiste auf Biegung belastet. Maßgebend sind ebenfalls die mittleren Dübel.

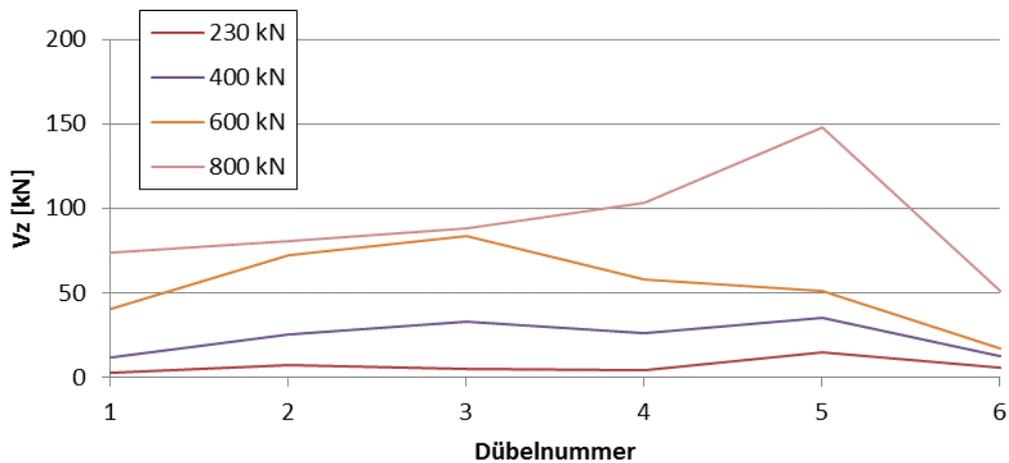


Abbildung 5-29: Querkräfte an den oberen Dübeln (x-Richtung)
Transverse forces at the upper steel dowels (x-direction)

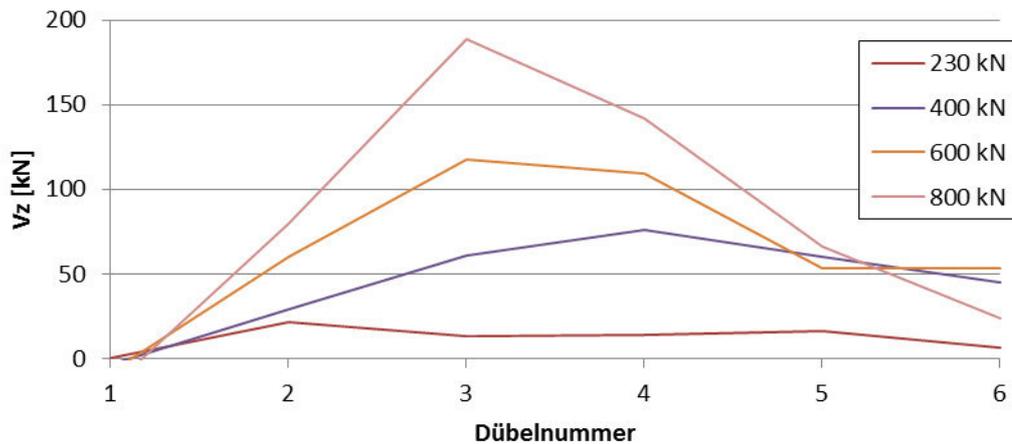


Abbildung 5-30: Querkräfte an den unteren Dübeln (x-Richtung)
Transverse forces at the lower steel dowels (x-direction)

5.3.6 Betonspannungen im Dübelbereich Concrete stresses close to the dowels

Die folgenden Abbildungen sind Längsschnitte durch den Beton des Trägers, kurz vor dem Steg der Dübelleisten mit der Darstellung von Hauptspannungstrajektorien. Generell sind Druckspannungen rot und Zugspannungen blau eingefärbt. Die Länge der Vektoren gibt die Größe der Spannung an (wobei hier die qualitative Verteilung und Orientierung der Spannungen im Vordergrund steht). Teilweise sind die Abbildungen unterschiedlich skaliert, damit eine übersichtliche Darstellung möglich ist. Zu Belastungsbeginn (siehe Abbildung 5-31) ist die Spannungsverteilung noch eindeutig. In der oberen Trägerhälfte Druck, in der unteren Trägerhälfte Zug. Bei einer globalen Trägerbelastung von 100 kN beträgt das Spannungsminimum -6,5 MPa und das Maximum 3 MPa.

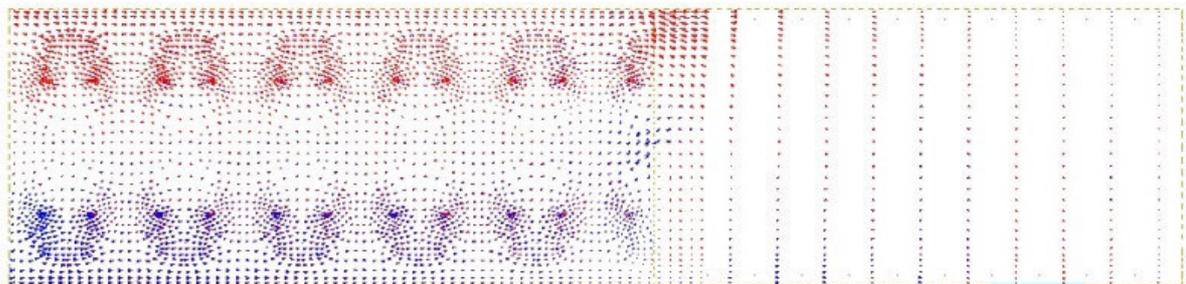


Abbildung 5-31: Hauptspannungstrajektorien im Beton (Last 100 kN)
Principal stress trajectories of the concrete (load 100 kN)

Mit steigender Belastung bilden sich an den Kontaktflächen zu den Stahldübeln erste Druckspannungsspitzen aus. Erreicht die Belastung Punkt 1 in der Last-Verformungskurve

(siehe Abbildung 5-32), ist im Bereich der letzten Dübel die Betonzugfestigkeit fast überschritten. Teilweise werden die Spannungen von der Dübelbewehrung abgefangen, sodass sich die Stahldübel mit ihrer Unterseite noch auf den Beton abstützen können. Daher treten an den Seiten der Dübel Druckspannungen auf (siehe Abbildung 5-33). Der Ausziehvorgang der Dübelleiste hat aber bereits begonnen.

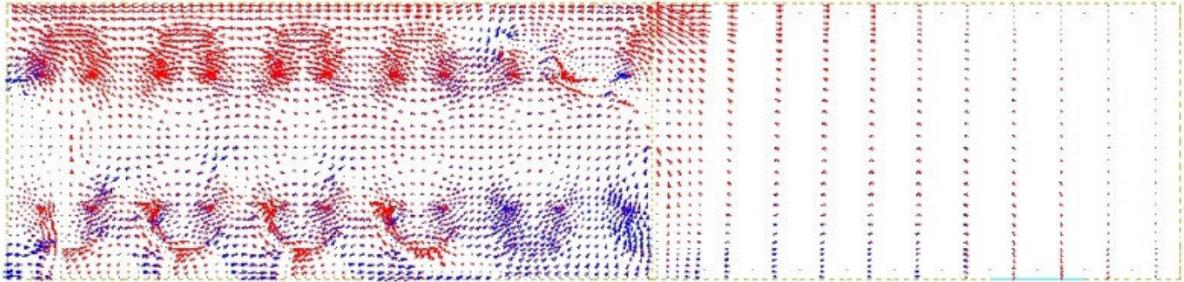


Abbildung 5-32: Hauptspannungstrajektorien im Beton (Lastpunkt 1)
Principal stress trajectories of the concrete (loading point 1)

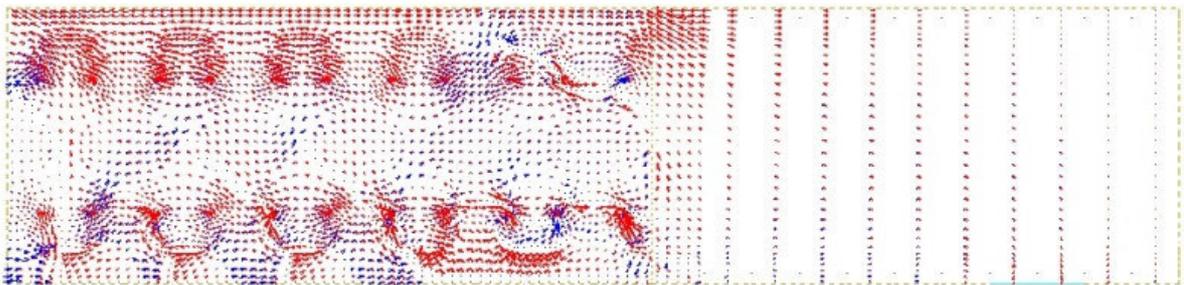


Abbildung 5-33: Hauptspannungstrajektorien im Beton (nach Lastpunkt 1)
Principal stress trajectories of the concrete (beyond loading point 1)

In Abbildung 5-34 ist deutlich sichtbar, wie sich bei weiterer Laststeigerung zwischen den oberen und unteren Betondübeln diagonale Druckstreben ausbilden. Der Beton außerhalb der Druckstreben ist fast komplett auf Zug ausgefallen, die Spannungen werden teilweise von der Schubbewehrung abgetragen. Die maximale Druckspannung beträgt 100 MPa. Diese kann nur noch durch die Festigkeitserhöhung des Betons durch den mehraxialen Spannungszustand in den Betondübeln aufgenommen werden. Da die Dübelleiste immer weiter ausgezogen wird, wandern die Druckstreben bei steigender Belastung (siehe Abbildung 5-35) nach außen, wo sie sich im reinen Betonteil zum Auflager hin abstützen können, sowie zur Trägermitte, wo die Betondübel durch das Ausziehen noch nicht so geschädigt sind.

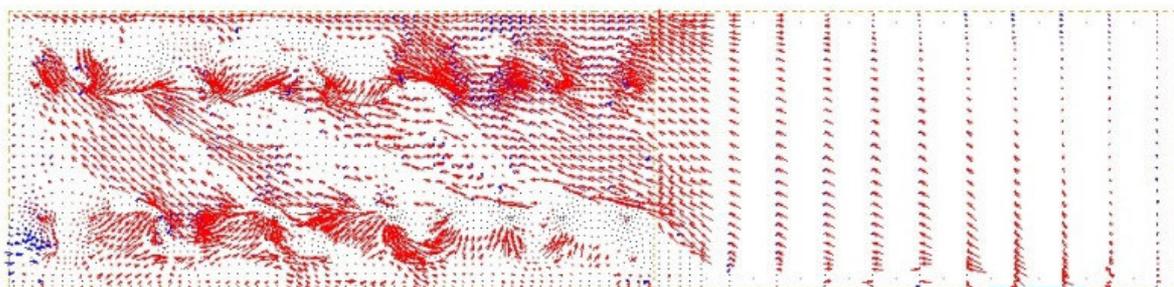


Abbildung 5-34: Hauptspannungstrajektorien im Beton (Last 500 kN)
Principal stress trajectories of the concrete (load 500 kN)

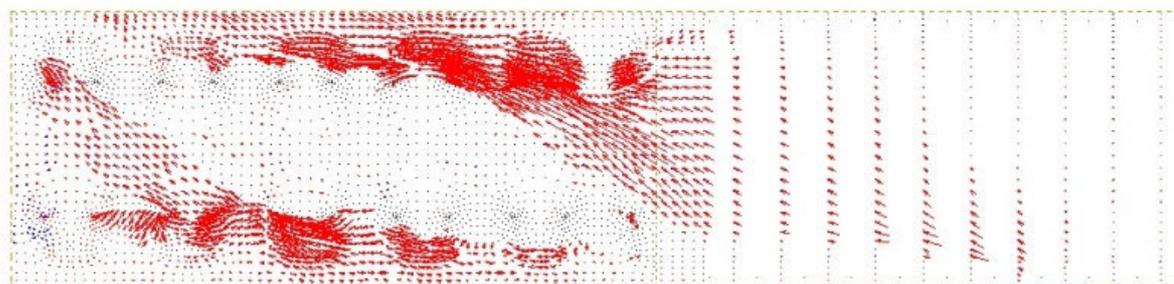


Abbildung 5-35: Hauptspannungstrajektorien im Beton (Last 800 kN, kurz vor rechnerischem Versagen)
Principal stress trajectories of the concrete (load 800 kN)

Hinweis zum Verständnis: Die zur Wahrung des Gleichgewichts erforderlichen Bewehrungsspannungen in den Betonstahlbügeln sind hier aus Gründen der Darstellbarkeit nicht abgebildet (entsprechende Beiträge sind jedoch vorhanden und stellen im Traglastzustand überhaupt erst das Kräftegleichgewicht sicher).

5.3.7 Betonversagen **Concrete failure**

Die ersten Schädigungen im Beton treten im Versuch wie auch in der Simulation in Form von Rissen am Ende der Dübelreihe und in Trägermitte auf. Die Dübel 1 – 4 erhalten erste Zugschädigungen im Bereich des Dübelgrunds. Wird Lastpunkt 1 (230 kN) erreicht, versagt der Beton oberhalb der Dübelköpfe 5 und 6 auf Zug und das Ausziehen der Dübelreihe beginnt. In Abbildung 5-36 und Abbildung 5-37 ist das Rissbild kurz vor und kurz nach Punkt 1 dargestellt. Da in der Simulation keine Einzelrisse dargestellt werden können, sind die Rissweiten verschmiert als Dehnungen angegeben. Wird bei der Elementdehnung die Zugfestigkeit überschritten, wird die darüber hinausgehende Dehnung als Rissweite interpretiert.

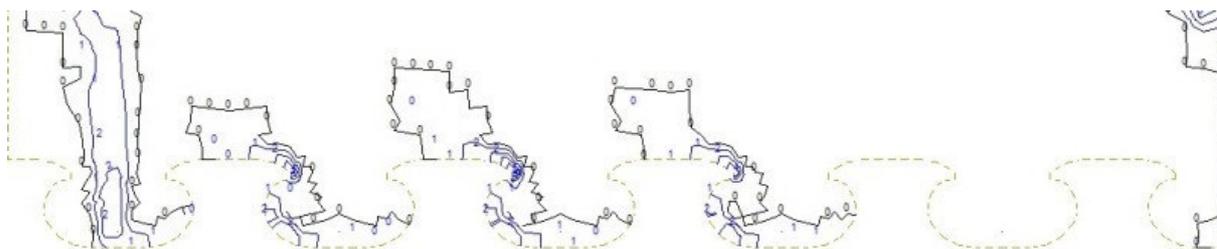


Abbildung 5-36: Rissbild vor Beginn des Ausziehens (230 kN)
crack pattern before the starting of the pull out effect (230 kN)

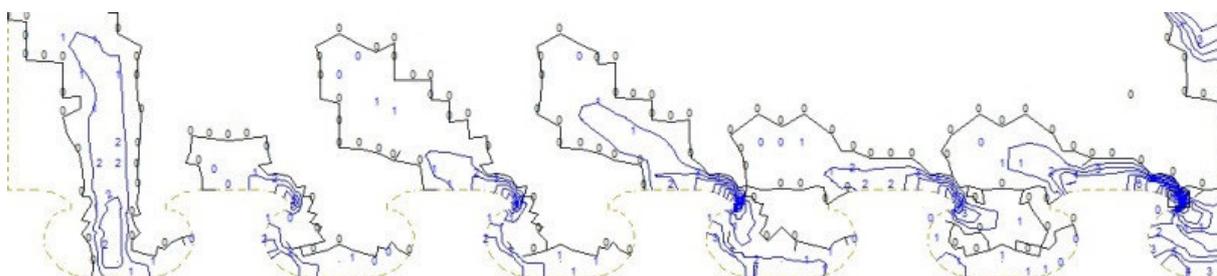


Abbildung 5-37: Rissbild direkt nach Beginn des Ausziehens
crack pattern immediately after starting off he pull out effect

Bei steigender Belastung treten im Beton diagonale Schubrisse auf (siehe Abbildung 5-38). Das Ausziehen der Dübelreihe vergrößert die Risse noch zusätzlich. Im unteren Bereich ist die Schädigung so groß, dass die Lasten nicht in die Bügelbewehrung nach oben abgehängt werden können. Die maximale Ausnutzbarkeit der Bewehrung wird dabei nicht annähernd erreicht. Die Betondübel versagen durch Abscheren entlang der Stegfläche.

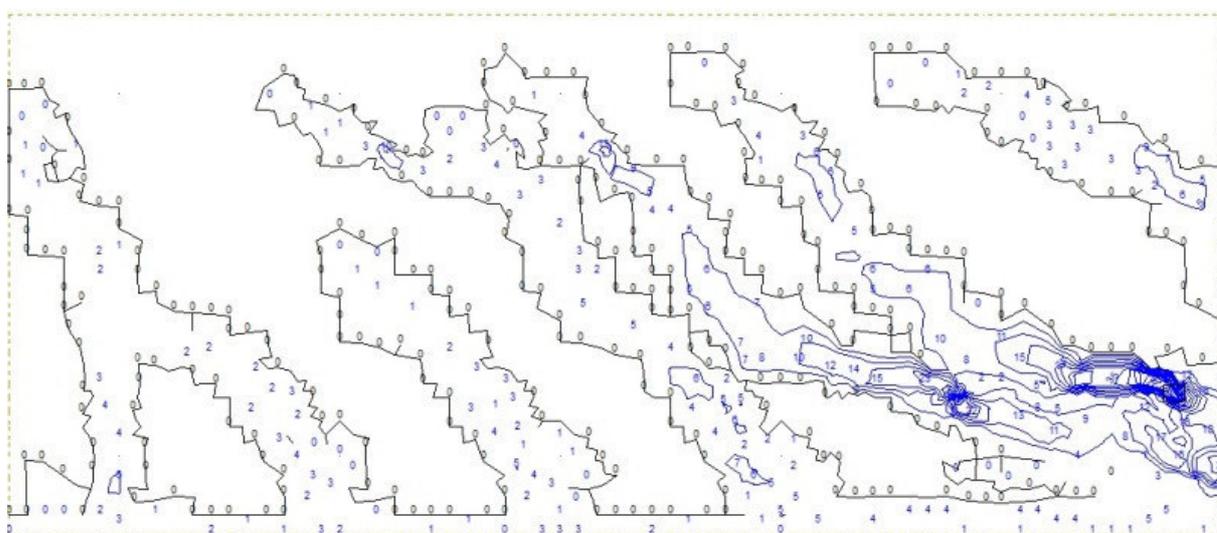


Abbildung 5-38: Schubrisse im Beton entlang der Stegoberfläche (Last 300 kN)
shear crack pattern of the concrete in the section of the steel web surface
(load 300 kN)

5.3.8 Betonstahl-Längsbewehrung Reinforcement steel in longitudinal direction

Die Biegezugbewehrung des Verbundträgers in Trägerlängsrichtung besteht aus zwei getrennten Komponenten. In der Trägermitte, dem Bereich mit dem höchsten Biegemoment wirkt die untere Dübelleiste als externes Bewehrungselement. In Richtung des Auflagers übernimmt diese Rolle der Betonstahl als interne Bewehrung. Es stellt sich die Frage, wie die Zugkräfte aus der Dübelleiste in die Betonstahlbewehrung eingeleitet werden. Dafür werden die Normalkräfte in den Fachwerkstabelementen der Stabbewehrung und in der Dübelleiste ausgewertet. Es wird angenommen, dass die Biegezugkräfte primär vom Flansch der Dübelleiste abgetragen werden. Daher werden, um die Normalkraft in der Dübelleiste zu erhalten, die Spannungen an mehreren diskreten Punkten entlang der Leiste über den Flanschquerschnitt integriert.

Die Übergreifungslänge der beiden Bewehrungsarten beträgt 1,25 m. Die Abbildung 5-39 und Abbildung 5-40 zeigen den Zugkraftverlauf in der Dübelleiste und den Stäben der Betonstahlbewehrung für eine Belastung von 200 kN bzw. 650 kN. Die Trägermitte ist in den Abbildungen bei $x = -1,25$ m, das Ende der Dübelleiste bei $x = 0,125$ m. Die Dübelköpfe liegen genau auf den Hauptintervallen der x-Achse, die Dübelgründe auf den Nebenintervallen. Die Umlagerung der Zugkraft ist in beiden Diagrammen gut erkennbar.

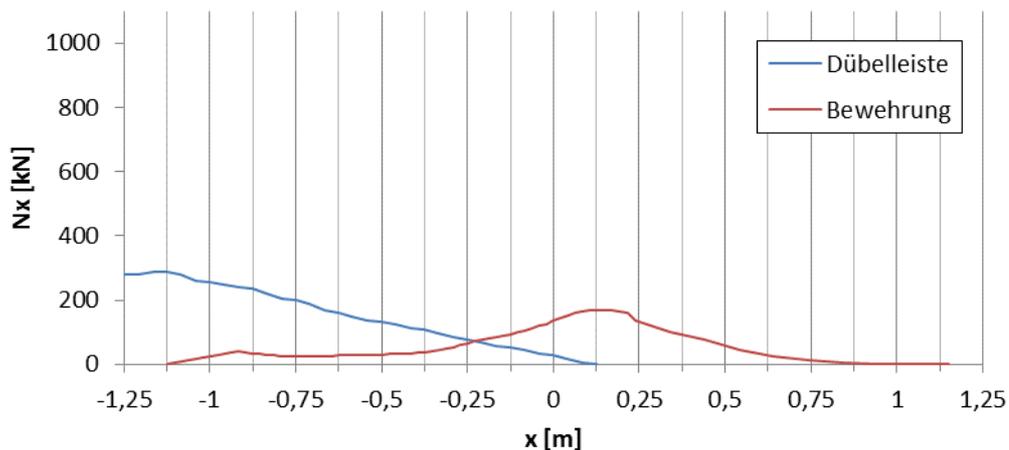


Abbildung 5-39: Zugkraft in der Bewehrung (Last 200 kN)
Tensile force in the external reinforcement –blue– and the longitudinal reinforcement –red– (load 200 kN)

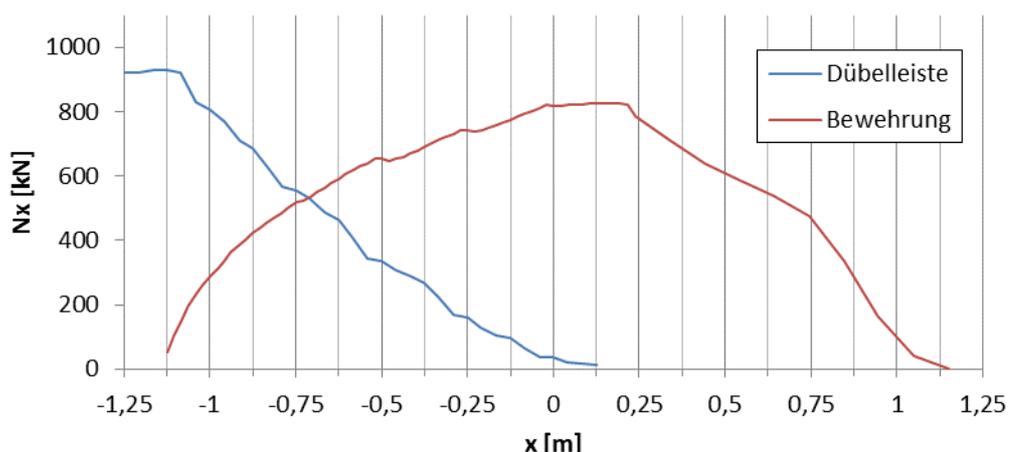


Abbildung 5-40: Zugkraft in der Bewehrung (Last 650 kN)
Tensile force in the external reinforcement –blue– and the longitudinal reinforcement –red– (load 650 kN)

Werden die beiden Verläufe aufsummiert (siehe Abbildung 5-41), erhält man annähernd den Zugkraftverlauf eines Einfeldträgers mit dem Maximum an der Stelle des größten Biegemoments in Feldmitte und dem Minimum am Auflager. Der Unterschied ist, dass beim gegebenen Verlauf die Zugkraft in der Bewehrung in Feldmitte wieder abfällt. Offensichtlich kann die Zugkraft an dieser Stelle nicht in die Dübelleiste eingeleitet werden. Die überschüssige Zugkraft wird vom Beton aufgenommen, sodass sich bei weiterer Belastung in Trägermitte ein vertikaler Riss bildet. Dieser Riss tritt auch bei den Bauteilversuchen auf. Einzelrisse können von der Simulation nicht erfasst werden, die Knotenverschiebung in Trägerlängsrichtung stellt aber einen guten Wert für eine auf einen Trägerabschnitt verschmierte Rissweite dar. In Abbildung 5-42 ist die verschmierte Rissweite und die Betondehnung für einen 125 mm langen Trägerabschnitt (Feldmitte bis erster Dübelgrund) dargestellt. Nach der Erstrissbildung bei einer Last von ca. 120 kN vergrößert sich der Riss kontinuierlich. In Abbildung 5-43 ist der Riss eingezeichnet. Er beginnt genau am Endpunkt der Betonstahlbewehrung.

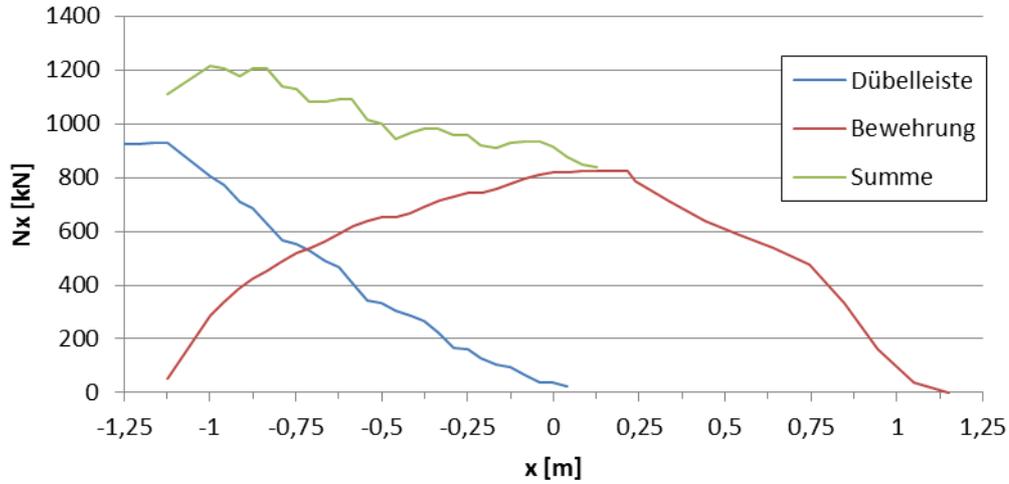


Abbildung 5-41: Aufsummierte Zugkraft in der Bewehrung (Last 650 kN)
Accumulated tensile force –green– of the longitudinal reinforcement (650 kN)

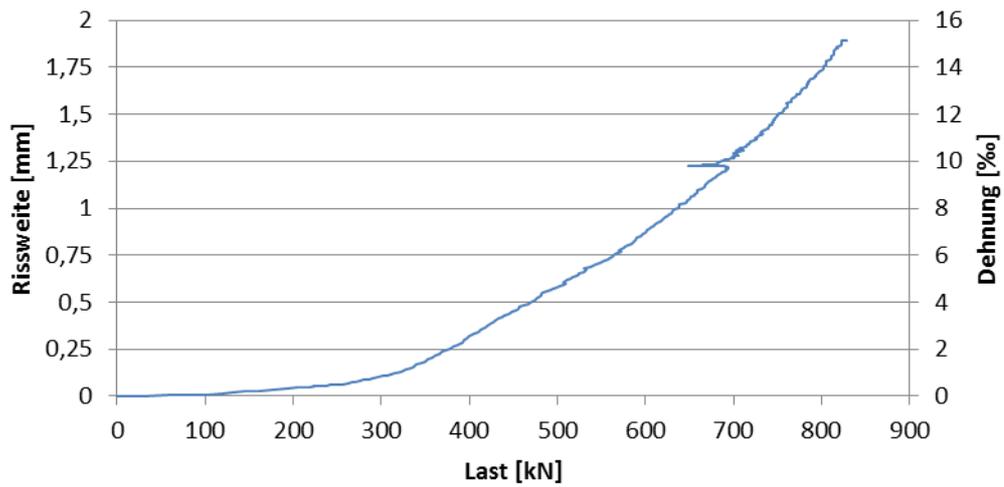


Abbildung 5-42: Rissöffnung in Trägermitte
crack opening at the middle of the beam

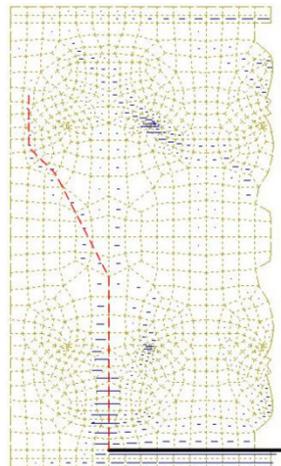


Abbildung 5-43: Riss aus Biegezug in Trägermitte
crack due to bending tensile stress in the middle of the beam

Berechnet man aus dem Biegemoment des Gesamtsystems die in der Bewehrungsebene wirkende Zugkraft und vergleicht diese mit der Zugkraft, die von der Bewehrung aufgenommen wird, ist in Abbildung 5-44 ein deutlicher Größenunterschied erkennbar. Im Bereich der Dübelreihe kann die aus der Biegung resultierende Zugkraft nicht in die Stahlleiste eingeleitet werden. Der Vergleich der Zugkraft mit der Zugkraftdeckungsline der vorhandenen Bewehrung in Abbildung 5-45 zeigt, dass die Bewehrungsmenge im Dübelreihenbereich durchaus ausreichend ist. Die Verbunddübel sind demnach nicht in der Lage eine ausreichende Kraftübertragung in Trägerlängsrichtung sicherzustellen.

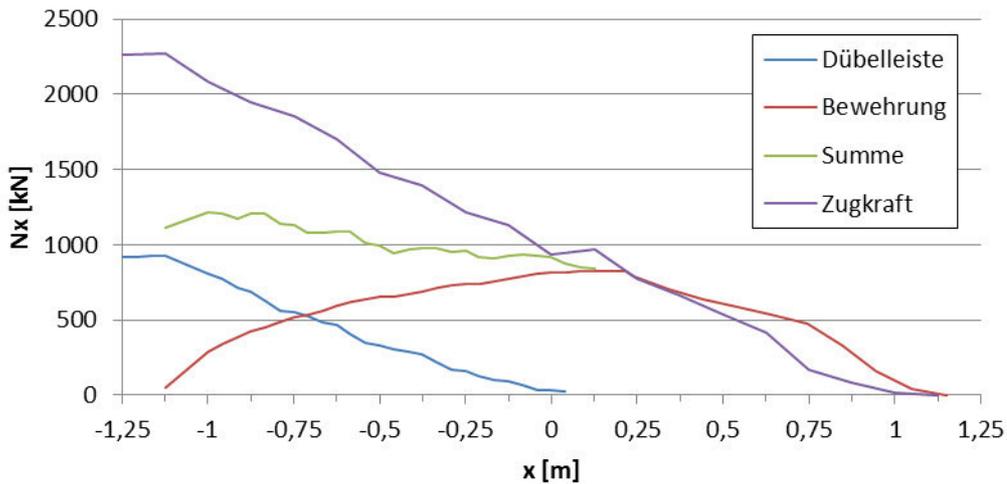


Abbildung 5-44: Vergleich der Zugkräfte in der Bewehrungsebene (Last 650 kN)
comparison of the tensile forces at the level of the longitudinal reinforcement
(load 650 kN)

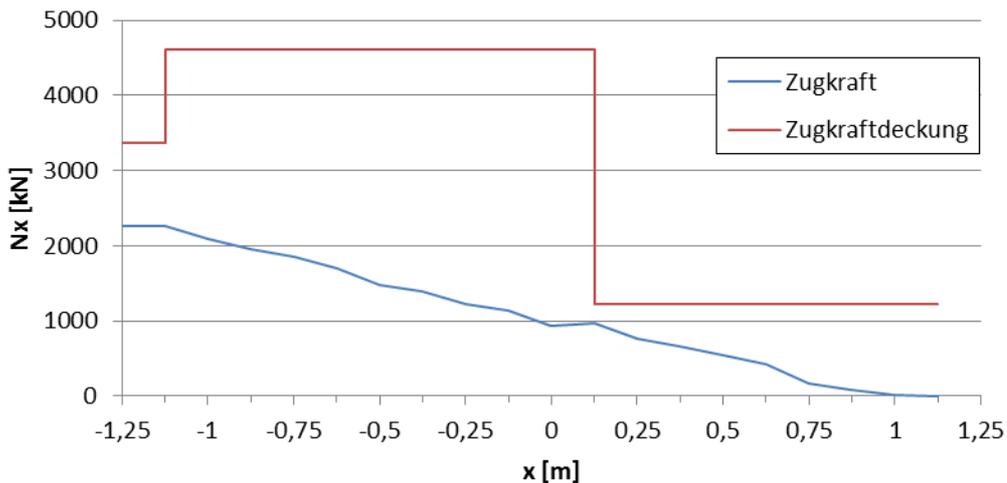


Abbildung 5-45: Zugkraftdeckungsline
envelope line of the tensile force (required –blue– and present –red–)

5.4 Interpretation der Ergebnisse Interpretation of the results

Der auffälligste Versagensgrund des EFT-Trägers ist sicherlich das Ausziehen der unteren Dübelleiste. Das Berechnungsmodell bestätigt, dass die sehr biegesteife Leiste hohe Zugkräfte (siehe Abbildung 5-46) am Ansatz der Betondübel und bedeutende Scherkräfte an den Seitenflächen der Betondübel verursacht. Der gleiche Effekt tritt an einigen Betondübeln der oberen Leiste auf. Auch hier muss die Dübelleiste durch große Kräfte an die Balken-Biegelinie angepasst werden, die an den Beton weitergegeben werden müssen.

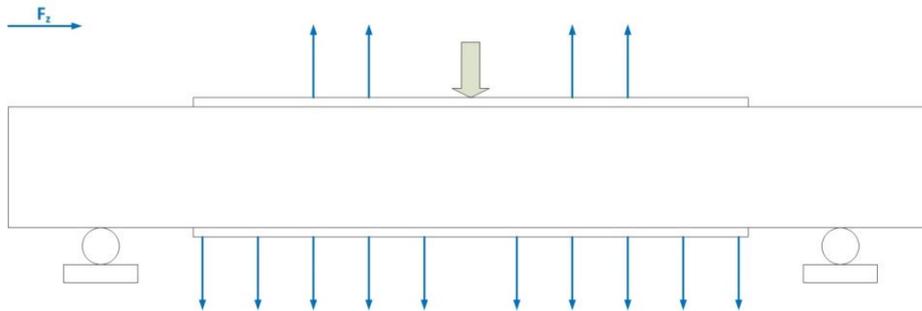


Abbildung 5-46: Zugkräfte aus der Dübelleiste
Normal tensile forces of the external reinforcement elements

Der Beton im Träger weist ein ausgeprägtes Rissbild aus Schubrisen auf. Durch die herausziehenden Dübelleisten wird die Querkraftbelastung zusätzlich verstärkt. Die Risse, die von den unteren Betondübeln ausgehend, diagonal nach oben verlaufen, werden dadurch noch vergrößert. Die Schubbewehrung aus Betonstahl wird nicht voll ausgenutzt, da die größten Schäden im Beton direkt über den Betondübeln liegen. Die senkrechte Bügelbewehrung liegt jedoch weiter außen am Trägerrand. Eine unmittelbare, direkte Kraftübertragung ist offensichtlich nicht gegeben.

Die zweite Auffälligkeit beim Trägerversagen ist der weite Biegeriss in Trägermitte (siehe Abbildung 5-47). Direkt unter der Lasteinleitung und damit an der Stelle des höchsten Biegemoments, ist die Biegezugkraft an der Trägerunterseite am größten. Die interne Betonstahlbewehrung der EFT-Probekörper ist (absichtlich!) nicht über die gesamte Trägerlänge durchgeführt, sondern in der Mitte getrennt, um eine erforderliche Übergreifungslänge für interne und Externe Bewehrung ermitteln zu können. Die Berechnung zeigt jedoch, dass die Biegezugkraft von Anfang an nicht in ausreichender Weise in die externe Dübelleiste eingeleitet wird.

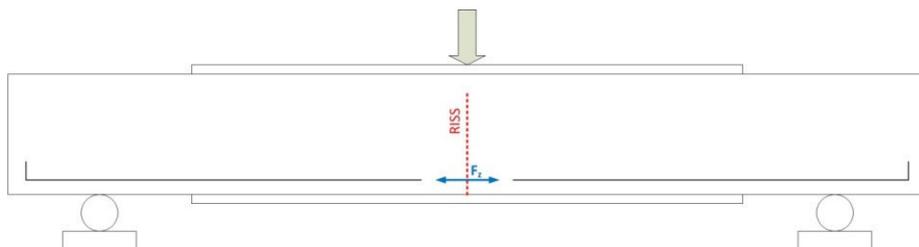


Abbildung 5-47: Biegeriss in Trägermitte
Bending crack in the middle of the beam

Das Verträglichkeitsproblem zwischen Dübelleiste und Betonträger führt letztendlich zum frühzeitigen Versagen des EFT-Verbundträgers. Betrachtet man die erforderliche Längsbewehrung eines reinen Stahlbetonträgers, um eine Traglast von 830 kN zu erreichen, so benötigt man einen Bewehrungsquerschnitt von ca. 38 cm². Die Dübelleisten alleine, haben eine Querschnittsfläche von 240 cm². Der Verbundträger verfügt also über rund die 6-fache Menge an Stahl.

Aus ergänzenden Berechnungen an Rechenmodellen mit an den Enden mit einander gekoppelten Dübelleisten (vergleichbar den Maßnahmen bei den EFT-Versuchen mit verspannten Quertraversen an den Enden der Leisten) erhält man aus den Koppelkräften eine zusätzliche Querkraft, die lokal auf den Träger einwirkt, von ca. 60 % der Querkraft aus der globalen Tragwirkung. Diese Kraft muss zusätzlich vom Träger aufgenommen werden können. Die nach Eurocode 2 erforderliche Querkraftbewehrung steigt dadurch ungefähr um 50 %. Ein Vergleich der vorhandenen Querkraftbügelbewehrung mit den einwirkenden Kräften zeigt, dass eigentlich genügend Bewehrung vorhanden ist, auch die zusätzliche Belastung aus der Dübelleiste aufzunehmen. Das Problem ist, dass die Querkraft in der Bewehrung nicht ankommt. Möglicherweise kann durch eine engere Bügelanordnung der Dübelbewehrung die Ausnutzung erhöht werden, und das Abreißen der Betondübel vom Restquerschnitt verhindert werden.

Zudem zeigt der Vergleich der analytisch auftretenden Zugkraft in der äußeren Querschnittsfaser mit der vorhandenen Zugkraftdeckung aus dem Flanschquerschnitt der Dübelleiste, dass die Dübelleiste für die Versuchskörpergeometrie überdimensioniert ist. Der Flansch ist durch Biegezug nur zu ca. 40 % - 60 % ausgelastet. Da die Dübelleiste in ihrer Funktion als Externe Bewehrung vorrangig Zugkräfte abtragen sollte, müsste die Biegesteifigkeit und damit auch die Gesamtquerschnittsfläche reduziert werden. Dadurch werden die Auszugskräfte verringert.

Das zweite Problem, die horizontale Zugkrafteinleitung in die Dübelleiste, kann möglicherweise dadurch gelöst werden, dass mit einer Anpassung der Dübelleiste und der dadurch verminderten Belastung, die Betondübel mehr Tragreserven haben, um die horizontale Krafteinleitung der Längsschubbeanspruchung zu gewährleisten.

Das Ausziehen der Dübelleiste schränkt auch die Gebrauchstauglichkeit des Verbundträgers erheblich ein. Schon bei einer Last von ca. 550 kN hat sich – in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen – bei Rechenmodell am Leistenende eine Fuge von ca. 5 mm zwischen Stahl und Beton gebildet. Durch diese Fuge ist das, schon erheblich beschädigte, dahinterliegende Betongefüge direkten Umwelteinflüssen ausgesetzt.

5.5 Zusammenfassung

Summary

In diesem Abschnitt ist der gesamte Ablauf einer FE-Simulation beschrieben. Beginnend mit den Vorüberlegungen zur Modellbildung werden nacheinander alle nötigen Schritte bis zum funktionierenden FE-Modell und dessen Berechnung und Auswertung dargestellt.

Die Schwierigkeiten bei der Vernetzung einer geometrisch komplexen Struktur werden ausführlich behandelt. Es wird deutlich, dass dieser Teil des Preprocessings trotz aller Fortschritte der Berechnungssoftware einen ganz erheblichen Bearbeitungsaufwand mit sich bringt. Dabei ist ein möglichst gutes 3D-Netz Voraussetzung für genaue Ergebnisse. Bei der Vernetzung muss ein Kompromiss gesucht werden, zwischen Qualität und Zeit. Das hohe Maß an Arbeitszeit, ein dreidimensionales Modell aus Volumenelementen zu erstellen, war durchaus gerechtfertigt. Die Betrachtung der Querspannungen und der Verformungen in Querrichtung ist für das Tragverhalten der Verbunddübel nicht vernachlässigbar.

Bei der Implementierung und Berechnung in der FE-Software spielen zwei Punkte eine wichtige Rolle: Das Materialverhalten und die Verbundmodellierung. Beim Materialverhalten hat sich gezeigt, dass eine Berücksichtigung der nichtlinearen Eigenschaften, v.a. von Beton, für eine wirklichkeitsnahe Berechnung der auftretenden Effekte unerlässlich ist. Wird der Beton ohne Zugausfall und Rissbildung modelliert, würden die tatsächlichen Versagensgründe für den Verbundträger nicht abgebildet werden können.

Beim Verbundverhalten an den Materialgrenzflächen Beton/Stahl hat sich gezeigt, dass auch die Modellierung mit starrem Verbund realitätsnahe Ergebnisse hervorbringt. Im Gegensatz dazu hat die Berücksichtigung der Kontaktwirkung nicht die gewünschten Ergebnisse gebracht. Beim starren Verbund kommt der Simulation zugute, dass der Beton schon relativ früh durch Zugspannungen ausfällt, sodass auch in dieser Variante der Verbund zwischen Stahl und Beton bei entsprechenden Beanspruchungen näherungsweise, aber effektiv, aufgelöst wird. Ob die Modellierung des Verbundverhaltens im Sinne eines echten Kontaktmodells die Ergebnisse tatsächlich weiter verbessern kann, müssen weitere Untersuchungen zeigen.

Die Auswertung der Berechnungsergebnisse zeigt in nahezu vollständiger Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zwei klare Versagensmechanismen der EFT-Verbundträger auf: Zum einen das Verträglichkeitsproblem der steifen Dübelleiste mit dem Betonquerschnitt, zum anderen die Längskrafteinleitung in die Dübelleiste. Die hohe Biegesteifigkeit der Dübelleiste führt zum Ausziehen der Stahldübel aus dem Verbund. Dadurch wird die Tragfähigkeit der Verbunddübel durch das beschleunigte Versagen des Betons enorm vermindert. Das zweite Problem ist die Einleitung der Biegezugkräfte in die Dübelleiste als externes Bewehrungselement. Diese ist vor allem im Endbereich der Lamellen ohne zusätzliche innere Betonstahlbewehrung nicht gewährleistet.

Der Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Versuchen zeigt, dass das simulierte Tragverhalten sehr gut mit dem realen Bauteilverhalten übereinstimmt. Eine detaillierte Modellierung von Verbundträgern mit Verbunddübelleisten und eine materialnichtlineare 3D-FE-Simulation mit dem Programm SOFiSTiK ist im Grundsatz möglich.

Für eine zukünftige Weiterentwicklung der Modelle sollte versucht werden, die Kontaktbedingungen derart zu formulieren, dass mit der Simulation ebenfalls eine Traglastermittlung durchgeführt werden kann, bei der noch wirklichkeitsnäher auch der Schlupf zwischen Stahl und Beton berücksichtigt wird. Um die lokalen Effekte an den Dübeln mit besserer Genauigkeit darstellen zu können, ist eine Berechnung mit feinerer Vernetzung zielführend. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass auch in näherer Zukunft die dazu erforderlichen Rechenkapazitäten erheblich sein werden, so dass bei realen Bauwerken immer mit herausgeschnittenen Detailmodellen gearbeitet werden muss.

Zusammenfassend bleibt festzustellen, dass der zur Erstellung und Auswertung eines Volumenmodells in der vorliegenden Detaillierungstiefe erforderliche Aufwand im Rahmen alltäglicher baupraktischer Nachweisführung wirtschaftlich nicht darstellbar sein wird. Jedoch können (und sollten) an Modellen dieser Art vereinfachte Bemessungsregeln für die Praxis überprüft werden.

6 Anforderungen an ein Bemessungsmodell zur Berücksichtigung des Pull-Out-Effekts

Criteria for a design model taking into account the pull-out-effect

Kurzfassung

Eine sichere Bemessung von Externen Bewehrungselementen gegen den Pull-Out-Effekt muss, insbesondere im Brückenbau, sowohl auf dem Gebrauchslastniveau als auch auf dem Traglastniveau unterschiedliche Kriterien erfüllen:

Die Bemessungskriterien für den Nachweis des Externen Bewehrungselementes gegen Auszugsversagen (Pull-Out-Effekt) beziehen sich in allen Fällen auf die senkrecht zur Verbundfuge auf einen einzelnen Dübel wirkenden Auszugskraft $F_{Ed,PO,Dübel}$.

Der Nachweis gegen Auszug erfolgt jeweils für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und den Grenzzustand der Tragfähigkeit getrennt und für einzelne Abschnitte des Tragwerks.

Abstract

For a safe design of external reinforcement elements against the pull-out effect especially in the bridges design, different criteria for the serviceability and ultimate limit states need to be fulfilled.

The design criteria for external reinforcement elements against pull-out effect are always based on the pull-out force, $F_{ED,PO,Dübel}$ of a single dowel, which acts perpendicular to the plane of the composite joint.

The verification of pull-out is conducted separately for the ultimate and serviceability limit state as well as for each section of the structure.

$$\frac{F_{Ed,PO,Dübel}}{F_{Rd;PO,Dübel}} \leq 1,0 \quad (6-1)$$

6.1 Bemessungskriterien auf Gebrauchslastniveau (SLS) Design criteria of service limit state (SLS)

Die im Folgenden aufgeführten Kriterien dienen der Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit, der Robustheit und der Dauerhaftigkeit der Konstruktion. Dies wird im Wesentlichen dadurch erreicht, dass die Beanspruchungen aufgrund des Pull-Out-Effekts im Bereich der Verbundfuge zwischen Beton und dem Externen Bewehrungselement beschränkt werden.

Die Beschänkung der beim Pull-Out-Effekt auftretenden Auszugskräfte erfolgt dabei auf Basis einer, von der konstruktiven Ausbildung des Bauteils abhängigen und durch die Pull-Out-Versuche erhaltenen Last-Verformungs-Kurve, wie sie exemplarisch in Abbildung 3-123 dargestellt ist. Diese ist durch einen linearen Lastbereich (bis Punkt b in Abbildung 1-1) gekennzeichnet, in dem noch keine ausgeprägte Rissbildung im Beton und Störung des Verbunds zwischen Verdübelung und Beton auftritt.

Auf Gebrauchslastniveau ist daher nachzuweisen, dass die auftretenden Pull-Out-Kräfte kleiner sind, als die bei reinen Pull-Out-Versuchen erzielten Auszugskräfte am Ende des linearen Bereiches (Auszugskraft Punkt b in Abbildung 1-1) der Lastverformungskurve.

Durch den Nachweis werden im Einzelnen folgende Bemessungskriterien nachgewiesen

- Vermeidung übermäßiger Rissbildung
- Vermeidung sukzessiver Schädigung
- Sicherstellung eines linear elastischen Verhaltens
- Sicherstellung eines Zustandes, der die Ermittlung ermüdungsrelevanter Spannungen mit Hilfe einfacher statischer Methoden, wie z.B. der in bauaufsichtlichen Zulassung angegebenen zulässt.

Das letzte Kriterium ist nur bei ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen von Bedeutung. Bei diesen ist es erforderlich, die Spannungsschwingbreite am Hotspot der Dübel mit ausreichend guter Genauigkeit zu bestimmen. Dieses ist aktuell für einfache Systeme, z.B. mit Hilfe des in [DIBT13] angegebenen Formelapparates möglich, der aber die Gültigkeit der linearen Biegetheorie voraussetzt. Dies soll durch die Begrenzung der Auszugskräfte auf Gebrauchslastniveau sichergestellt werden.

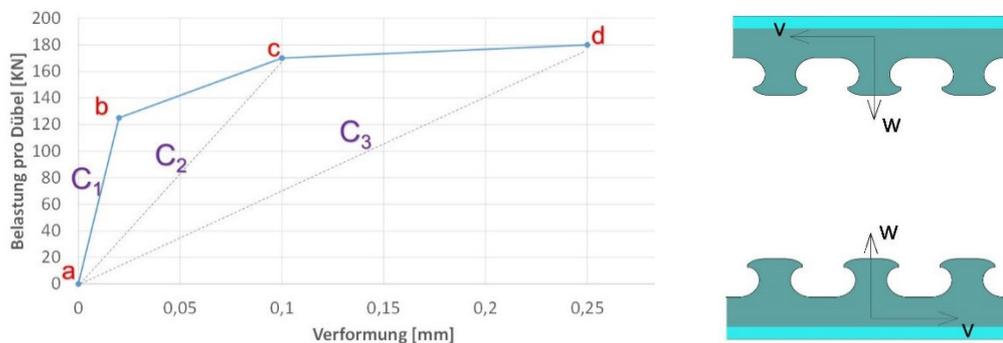


Abbildung 6-1: Modifizierte Last ($P_{PO,w}$) - Verformungs (w) - Kennlinie beim Pull-Out-Versuch
Modified load ($P_{PO,w}$) – slip (w) - curve due to vertical force

6.2 Bemessungskriterien auf Traglastniveau (ULS) Design criteria of ultimate limit state (ULS)

Im Gegensatz zum Gebrauchslastniveau (SLS) kann auf Traglastniveau (ULS) Rissbildung und nichtlineares Verhalten durchaus zugelassen werden. Dies gilt grundsätzlich auch für den Pull-Out-Effekt. Allerdings besteht hier eine Einschränkung, da der Pull-Out-Effekt den Schlupf und den Lastabtrag in Längsrichtung der Verbundfuge beeinflusst.

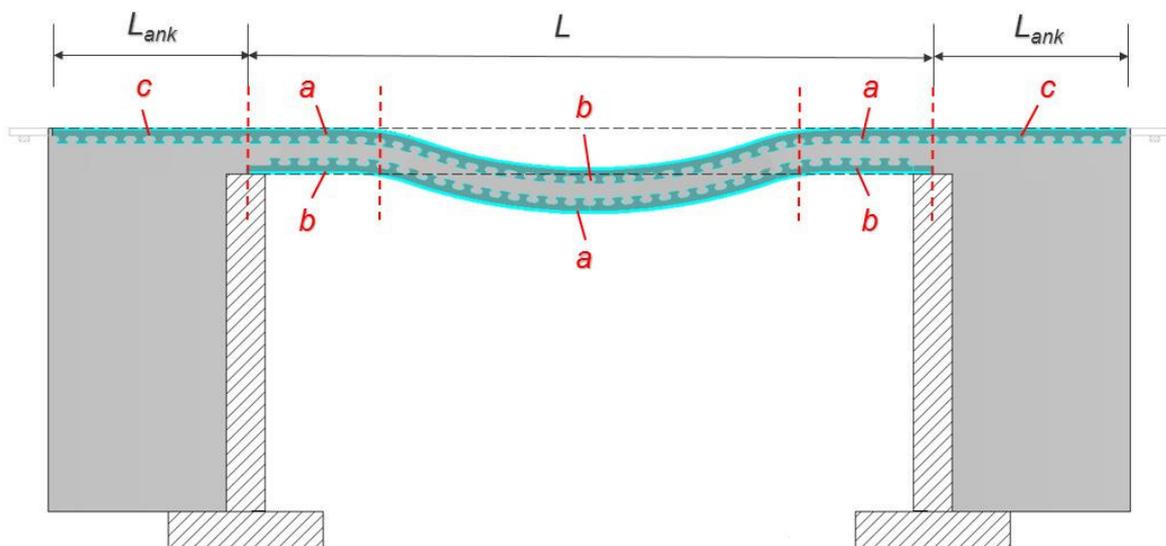
Eine Bemessung für den Traglastzustand muss daher sicherstellen, dass der Pull-Out-Effekt derart limitiert wird, dass die Abtragung der Längsschubkräfte auf Traglastniveau immer noch gewährleistet wird.

Ziel der Bemessung ist daher die Vermeidung eines übermäßigen vertikalen und horizontalen Schlupfes, so dass die Externen Bewehrungselemente „noch aktiviert“ werden können.

Dieses Ziel kann dann als erreicht angesehen werden, wenn die „Fließlast“ (Punkt „c“ aus dem Pull-Out-Versuch) als Bemessungskriterium herangezogen wird.

6.3 Rechnerische Bestimmung der Auszugskräfte Analytic determination of the Pull-Out-Forces

Im Folgenden werden Ersatzmodelle für Dübel mit Hinterfüllung angegeben, mit denen sich die Kraft $F_{Ed,PO,Dübel}$ im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Hilfe einfacher statischer Modelle bestimmen lässt. Dies ist auch noch einmal vereinfacht in Abbildung 6-2 dargestellt (weiteres s. Kapitel 3).



**Abbildung 6-2: Bereiche der Ersatzmodelle am Beispiel einer Rahmenbrücke
Illustration of simplified models for a frame bridge**

- | | |
|-----------------------------------|--|
| a) konvexer Biegelinienabschnitt: | Kragarmmodell (s. Kapitel 6.3.1) |
| b) konkaver Biegelinienabschnitt: | Einfeldträgermodell (s. Kapitel 6.3.2) |
| c) Einspannung in starre Wand: | elastisch gebetteter Balken (s. Kapitel 6.3.3) |

Werden Lasten durch die Externen Bewehrungselemente durchgeleitet (z.B. an einem Auflager) kann dies wie folgt berücksichtigt werden:

- Bei Endauflager von Trägern:
Der Nachweis des benachbarten konvexen Abschnitts kann entfallen.
- Bei Zwischenauflagern von Trägern:
Der Nachweis des benachbarten konkaven Abschnitts kann entfallen.
- Bei Einspannungen:
Der Nachweis des konkaven Abschnitts neben der Einspannung kann entfallen. Das wäre z.B. der Fall für die untere Externe Bewehrung bei den in diesem Projekt durchgeführten Rahmeneckversuchen.

6.3.1 Ermittlung von $F_{Ed,PO,Dübel}$ für konvexe Biegelinienabschnitte $F_{Ed,PO,dowel}$ for bending moment with convex curvature

Für einen konvexen Biegelinienabschnitt, in dem das externe Bewehrungselement den Zugbereich unterstützt, kann $F_{Ed,PO,Dübel}$ mit dem Kragarmmodell wie folgt ermittelt werden. Dabei wird auf der sicheren Seite von einer Konzentration der Auszugslasten auf den Enddübel der Externen Bewehrung ausgegangen.

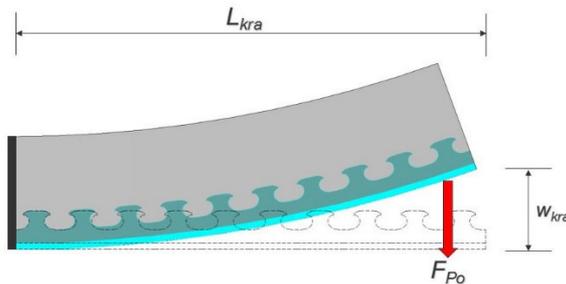


Abbildung 6-3: Kragarmmodell
cantilever beam model

$$F_{Ed,PO,Dübel} = \frac{3EI_{ext}}{L_{kra}^3} w_{kra} \quad (6-2)$$

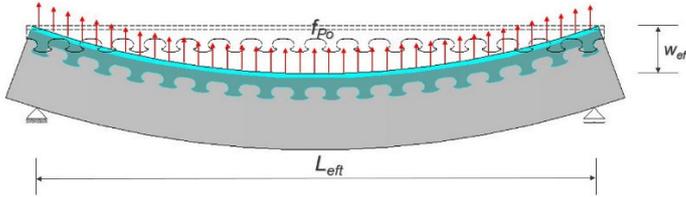
mit:

- w_{kra} := Durchbiegung am Kragarmende
- L_{kra} := Länge des Kragarms
- EI_{ext} := Biegesteifigkeit des Externen Bewehrungselements

6.3.2 Ermittlung von $F_{Ed,PO,Dübel}$ für konkave Biegelinienabschnitte $F_{Ed,PO,dowel}$ for bending moment with concave curvature

Bei einer konkaven Biegelinie, bei der das externe Bewehrungselement im Druckbereich liegt, können sich in Trägermitte die Auszugskräfte in der Regel auf mehrere Dübel verteilen, so dass

die Annahme einer Gleichverteilung der Auszugskräfte gerechtfertigt erscheint. Für den konkaven Biegelinienabschnitt kann $F_{Ed,PO,Dübel}$ mit dem Einfeldträgermodell wie folgt ermittelt werden.



**Abbildung 6-4: beidseitig gelenkiger Einfeldträger
simply supported beam model**

$$F_{PO.Ed,Dübel} = f_{po} \cdot e = \frac{384}{5} \frac{EI_{ext}}{L_{eft}^4} w_{eft} \cdot e \quad (6-3)$$

mit:

- w_{eft} := Durchbiegung des Einfeldträgers in der Feldmitte
- L_{eft} := Länge des gesamten Einfeldträgers
- EI_{ext} := Biegesteifigkeit des Externen Bewehrungselements
- f_{PO} := gleichmäßig verteilte Auszugslast
- e := Länge eines Dübels ($e = 250 \text{ mm}$)

6.3.3 Ermittlung von $F_{Ed,PO,Dübel}$ für biegesteife Einspannung in Scheiben $F_{Ed,PO,dowel}$ for fixed support in plate structures

Für Einspannungen in starre Wände kann zur Bestimmung von $F_{Ed,PO,Dübel}$ das Modell des elastisch gebetteten Balkens herangezogen werden.

$$F_{Ed,PO,Dübel} = w(x_{w_{max}}) \cdot C \cdot b \cdot L_{Dü} \quad (6-4)$$

mit:

$$x_{w_{max}} = -2 \cdot L_{ch} \cdot \operatorname{atan} \left(\frac{H \cdot L_{ch} - \sqrt{2} \cdot \sqrt{H^2 \cdot L_{ch}^2 - 2 \cdot H \cdot L_{ch} \cdot M + 2 \cdot M^2}}{2 \cdot M - H \cdot L_{ch}} \right) \quad (6-5)$$

Lage der maximalen positiven Durchbiegung des elastisch gebetteten Balkens

$$w(\xi) = \frac{L_{ch}^2}{2 \cdot EI_{EXT}} \cdot e^{-\xi} \cdot [(H \cdot L_{ch} - M) \cdot \cos(\xi) + M \cdot \sin(\xi)] \quad (6-6)$$

Verformungsverlauf am elastisch gebetteten Balken: $0 \leq x \leq \pi \cdot L_{ch}$

$$\xi = \frac{x}{L_{ch}} \quad (6-7)$$

$$\bullet L_{ch} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI_{ext}}{b \cdot C}} \quad (6-8)$$

charakteristische Länge des elastisch gebetteten Balkens

- C := Bettungsziffer C , vgl. Abbildung 3-123
- b := die Breite des externen Bewehrungselementes [mm]
- $L_{Dü}$:= Länge eines Dübels ($L_{Dü} = 250$ mm)

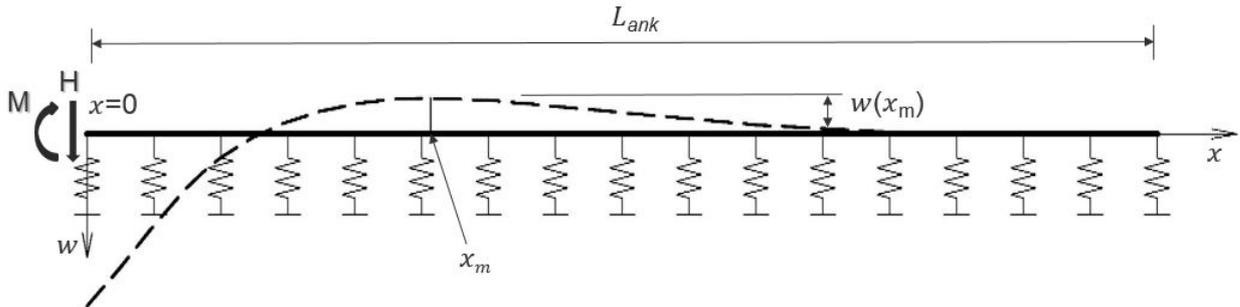


Abbildung 6-5: Durchbiegungskurve des Modells des elastisch gebetteten Balkens
Deflection curve of the beam on elastic foundation model

Während der Belastung im Versuch wurde gezeigt, dass die Größe der Bettungsziffer C nicht konstant ist. Infolge der Laststeigerung und der Schlupfentwicklung zwischen den Stahldübeln und dem Beton, veränderte sich der Wert der Bettungsziffer C vom oberen Grenzwert der ungestörten Betonmatrix hin zum unteren Grenzwert bei gerissenem Beton. Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist daher für die Bettungsziffer der Wert C_1 aus Abbildung 3-123 und für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Wert C_3 zu verwenden.

Mit Hilfe des Modells des elastisch gebetteten Balkens lässt sich die minimale Verankerungslänge des Externen Bewehrungselementes bestimmen:

$$L_{ank} \geq \pi \cdot L_{ch} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI_{ext}}{b \cdot C}} \quad (6-9)$$

Auf der sicheren Seite wird eine Verankerungslänge $L_{ank} \geq 4 \cdot L_{ch}$ empfohlen.

6.4 Vorschlag für den Nachweis auf Gebrauchstauglichkeitsniveau

Design Concept for service limit state (SLS)

Die Auszugskraft pro Dübel senkrecht zur Verbundfuge wird für die im Projekt betrachtete konstruktive Ausführung auf folgenden Wert begrenzt:

$$F_{Rd,PO,Dübel} = \frac{F_{PO,test,C1}}{\gamma_M} = \frac{125 \text{ kN}}{1,5} = 83,3 \text{ kN} \quad (6-10)$$

Bemerkung: $F_{PO,test,C1} = 125$ kN ist hier die mittlere Auszugskraft von einem Dübel aus den Auszugsversuchen PuT1 und PuT2 (s. Kapitel 3) bei der gerade noch kein Steifigkeitsabfall zu beobachten war. γ_M wurde konservativ zu 1,5 gewählt, da Herausziehen wesentlich durch ein Betonversagen charakterisiert ist und hier größere Streuungen zu erwarten sind. Mit den zwei aus dem Projekt vorliegenden Versuchen macht eine tieferegehende sicherheitstheoretische

Überlegung keinen Sinn. Bei anderen Konfigurationen für Dübel, Betonkörper und Bügelbewehrung sind jeweils weitere entsprechende Pull-Out-Versuche durchzuführen, da bisher kein Bemessungskonzept zur Bestimmung der Auszugskraft erarbeitet wurde. Werden mehrere Versuche durchgeführt, können diese nach [EN1990] ausgewertet werden.

Für die Bestimmung von $F_{Ed,PO,Dübel}$ wird auf die vorhergehenden Abschnitt verwiesen. Wird das Modell des elastischen Balkens angewendet, so ist als Bettungsziffer die Steifigkeit C_1 aus den Pull-Out-Versuchen zu verwenden. Für die im Rahmen des Projekts durchgeführten Versuche betrug $C_1 = 80,9 \text{ N/mm}^2$.

6.5 Vorschlag für den Nachweis auf Traglastniveau Design Concept for ultimate limit state (ULS)

Da ein zu großer vertikaler Schlupf zu einer zu großen Nachgiebigkeit der Dübel unter Längsschubeinleitung führt, kann auch auf Traglastniveau (ULS) die volle Auszugskraft der Dübel nicht ausgenutzt werden. Ziel ist es daher, dass die Verbundfuge weiterhin die horizontale Kraft F_h übertragen kann und der vertikale Schlupf w „stark“ begrenzt wird.

$$F_{Rd,PO,Dübel} = \frac{F_{PO,test,C2}}{\gamma_M} = \frac{180 \text{ kN}}{1,5} = 120 \text{ kN} \quad (6-11)$$

Bemerkung: $F_{PO,test,C2} = 180 \text{ kN}$ ist die mittlere Auszugskraft von einem Dübel aus den Auszugsversuchen PuT1 und PuT2 (s. Kapitel 3) bei ca. 0,25 mm vertikalem Schlupf. γ_M wurde zu 1,5 gewählt, da Herausziehen wesentlich durch ein Betonversagen charakterisiert ist und hier größere Streuungen der Betonkennwerte zu erwarten sind. Da nur zwei Versuche vorliegen, macht eine tiefergehende sicherheitstheoretische Überlegung keinen Sinn. Bei anderen Konfigurationen für Dübel, Betonkörper und Bügelbewehrung sind jeweils entsprechende Pull-Out-Versuche durchzuführen. Werden mehrere Versuche durchgeführt, können diese nach [EN1990] ausgewertet werden.

Für die Bestimmung von $F_{Ed,PO,Dübel}$ wird auf die vorhergehenden Abschnitte verwiesen. Wird das Modell des elastischen gebetteten Balkens angewendet, so ist als Bettungsziffer die Steifigkeit C_3 aus den Pull-Out-Versuchen zu verwenden. Für die im Rahmen des Projekts durchgeführten Versuche betrug $C_3 = 9,3 \text{ N/mm}^2$.

7 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen Summary and conclusions

Ziel des Forschungsvorhabens war es, den Anwendungsbereich der Verbunddübelleisten auf eine breitere Basis zu stellen.

Ausgangspunkt war die Identifizierung der zusätzlichen Anforderungen, denen die bisherigen Regelungen nicht genügen, die aber für den Einsatz in der Praxis wesentlich ist. Anhand von ausgeführten Beispielen wurden die Fahrbahnplatten mit Externer Bewehrung unter Querkzug, das Verhalten Endverankerung von Verbunddübelleisten und der Einsatz bei Durchlaufsystemen identifiziert.

Zu diesem Zweck wurden zunächst die Beanspruchungen von Brückentypen, die diese Konstruktionsart verwenden, in einer Vorbemessung und mit Ausführungsdetail entwickelt und ihre Beanspruchung im Hinblick auf den Versuchsaufbau hin untersucht. Auf Grundlage der vorliegenden Bemessungskonzepte wurde eine Vorbemessung der Versuche durchgeführt, um die gewünschten Ergebnisse zu erhalten.

Beschreibung der Versuchsergebnisse

Die wesentlichen Erkenntnisse lassen sich zusammenfassen zu:

- Das Verhalten der Externen Bewehrung unter Querkzug zeigt keinen Einfluss auf das statische Tragverhalten
- Unter zyklischer Beanspruchung zeigt eine deutliche Zunahmen des Schlupfes, so dass kein starrer Verbund für dynamische Lasten angenommen werden kann.
- Querkzug hat keinen Einfluss auf das Ermüdungsverhalten des Stahldübels
- Das Bemessungskonzept wurde für die Verankerung der Externen durch ingenieurmäßige Ansätze für den Gebrauchszustand und den Grenzzustand der Tragfähigkeit erweitert.

Diese Erkenntnisse ermöglichen nun eine detaillierte Bemessung der zu lösenden Konstruktionsdetails in der Praxis.

8 Abbildungsverzeichnis

List of figures

| | |
|--|----|
| Abbildung 1-1: Prinzip der Ausgleichsplatte bei Bahnbrücken mit Fester Fahrbahn (aus [Ril 804.5202]) Principle of an approach slab of railway viaducts implementing non-ballast tracks | 3 |
| Abbildung 1-2: Stabwerksmodell Endverankerung Trass model anchorage of system | 4 |
| Abbildung 1-3: Trogquerschnitt mit querorientierter Externer Bewehrung Trough bridge with lateral orientated external reinforcement | 5 |
| Abbildung 2-1: Formen der Verbunddübelleisten Different shapes of composite dowel strips | 8 |
| Abbildung 2-2: Bezeichnungen am Verbunddübel Assignemts of composite dowel | 9 |
| Abbildung 2-3: Plastische Schubtragfähigkeit des Stahldübels nach [LO13] plastic shear capacity of steel towel [LO13] | 11 |
| Abbildung 2-4: Vergleichspannung im Stahldübel für den Zeitpunkt „Beginn des Plastizierens“ bis „voll durchplastiziert“ equivalent stress at steel dowel by yielding | 12 |
| Abbildung 2-5: Kräfteverteilung im Betondübel im Gebrauchszustand (links) und im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus [LO13] distribution of Forces for SLS (left) and ULS (right) [LO13] | 13 |
| Abbildung 2-6; Längsschliff Versuchsträger des Verbunddübels MCL250/115 im GZT aus [LO13] lengthwise of composte dowel MCL250/115 for SLS [LO13] | 13 |
| Abbildung 2-7 Typische Versagensmechanismen nach [P804] typical failure mechanism [P804] | 14 |
| Abbildung 2-8: Spannungen im Betondübel nach [WU97] stress in concrete dowel [WU97] | 16 |
| Abbildung 2-9: Ansicht und Längsschnitt der Eisenbahnüberführung [SSF] view and longitudinal section of railway crossing [SSF] | 18 |
| Abbildung 2-10: Trogquerschnitt der Eisenbahnüberführung [SSF] trough section of railway crossing [SSF] | 19 |
| Abbildung 2-11: Bewehrungsführung zur Verankerung der Externen bewehrung gegen Ausschälen bei der Brücke Infraleuna reinforcement work for anchoring the external reinforcement against stripping at bridge Infraleuna | 20 |
| Abbildung 2-12: Querschnitt VFT-Rail corss-section VFT - Rail | 20 |
| Abbildung 2-13: Längsschnitt Überbau EÜ Simmerbach longitudinal section EÜ Simmerbach | 21 |
| Abbildung 2-14: Querschnitt EÜ Simmerbach cross-section EÜ Simmerbach | 22 |
| Abbildung 2-15: Querschnitt EÜ Langenbach I Cross-section of 1st Langenbach viaduct | 22 |
| Abbildung 2-16: Querschnitt EÜ Langenbach I am Widerlager Cross-section of the first Langenbach viaduct at the support | 23 |
| Abbildung 3-1: Versuchskörper des Einfeldträger Versuches Specimen of single-span-beam test | 27 |
| Abbildung 3-2: (li.) Übergreifungslänge (le.) Length of overlapping | 28 |
| Abbildung 3-3: (re.) Variation Bügelbewehrung (ri.) variation of stirrups | 28 |
| Abbildung 3-4: Klothodienform (MCL) Detailed cutting geometry | 29 |
| Abbildung 3-5: (li.) Schneiden von Walzprofil (le.) Cutting of rolled profiles | 30 |
| Abbildung 3-6: (re.) Klothoidenleiste (ri.) Steel cross-section after cutting | 30 |
| Abbildung 3-7: (li.) Bewehrungskorb (le.) Reinforcement cage prepared | 31 |

| | |
|---|----|
| Abbildung 3-8: (re.) Einheben externe Bewehrung (ri.) Setting the top external reinforcement element | 31 |
| Abbildung 3-9: Position der Dehnungsmessstreifen an einem beliebigen Stahldübel Localization of strain gauges on one chosen steel dowel..... | 33 |
| Abbildung 3-10: DMS auf konventioneller Bewehrung strain gauges on rebar | 34 |
| Abbildung 3-11: Position und Nomenklatur der DMS (vollständige Messeinrichtung) Location and name of strain gauges (full instrumentation) | 35 |
| Abbildung 3-12: Position und Nomenklatur der DMS (einfache Messeinrichtung) Location and name of strain gauges (simple instrumentation)..... | 36 |
| Abbildung 3-13: Position und Nomenklatur der Wegaufnehmer für vertikale Verformungen Location and name of LVDTs for vertical defromation..... | 37 |
| Abbildung 3-14: Position und Nomenklatur der Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes Location and name of LVDTs for slip | 37 |
| Abbildung 3-15: Wegaufnehmer im Verankerungsbereich des externen Bewehrungselementes LVDTs at the end of external reinforcement..... | 38 |
| Abbildung 3-16: Rissentwicklung in den Belastungsstufen crack evolution during loading | 38 |
| Abbildung 3-17: (li.) Versuchsstand EFT | 39 |
| Abbildung 3-18: (re.) Rollenlager des EFT (ri.) Roller bearing of EFT..... | 39 |
| Abbildung 3-19: Spannrahmen mit Kraftmessdose stiffened steel girder with load cell | 40 |
| Abbildung 3-20: Versagensmodus EFT-4 failure mode of EFT-4 | 41 |
| Abbildung 3-21: (li.) Riss in der Trägermitte (EFT-1) (le.) Crack in the middle part (EFT-1) 42 | 42 |
| Abbildung 3-22: (re.) Versagen Pull-Out-Effekt (EFT-1) (ri.) Failure of pull out effect (EFT- 1) 42 | 42 |
| Abbildung 3-23: (li.) Riss in der Trägermitte (EFT-2) (le.) Crack in the middle part (EFT-2)42 | 42 |
| Abbildung 3-24: (re.) Abbröckeln Beton (EFT-2) (ri.) Failure of concrete cover spalling (EFT- 2) 42 | 42 |
| Abbildung 3-25: (li.) Riss linker Verankerungsbereich (EFT-4) (le.) crack in the left part (EFT- 4) 43 | 43 |
| Abbildung 3-26: (re.) Versagen linker Verankerungsbereich (EFT-4) (ri.) failure in the left part (EFT-4) 43 | 43 |
| Abbildung 3-27: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-1) (le.) Vertical deformation (EFT-1)..... | 44 |
| Abbildung 3-28: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-1) (ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-1)..... | 44 |
| Abbildung 3-29: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-1) (le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-1)..... | 44 |
| Abbildung 3-30: (re.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-1) (ri.) Horizontal slips of bottom part (EFT-1) | 44 |
| Abbildung 3-31: Position der Dehnungsmessstreifen Position of the strain gauges | 44 |
| Abbildung 3-32: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-1) (le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-1) 48 | 48 |
| Abbildung 3-33: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-1) (ri.) Stresses on top outside surface (EFT-1) 48 | 48 |
| Abbildung 3-34: (li.) Spannung am Dübelkopf des ext. Bewehrungselement (EFT-1) unten (le.) Stress on heads of dowels on bottom external reinforcement (EFT-1)..... | 48 |

| | |
|---|----|
| Abbildung 3-35: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-1) (ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-1) | 49 |
| Abbildung 3-36: Spannungsverteilung an Dübel 2 (EFT-1) Detail stress distribution on dowel 2 (EFT-1) | 50 |
| Abbildung 3-37: Verteilung des Biegemomentes in der unteren Dübelleiste (EFT-1) Distribution of bending moment along the bottom dowels (EFT-1)..... | 51 |
| Abbildung 3-38: Verteilung der Normalkraft in der unteren Dübelleiste (EFT-1) Distribution of normal forces along the bottom dowels (EFT-1)..... | 51 |
| Abbildung 3-39: Verteilung des Biegemomentes in der oberen Dübelleiste (EFT-1) Distribution of bending moment along the upper dowels (EFT-1) | 52 |
| Abbildung 3-40: Verteilung der Normalkraft in der oberen Dübelleiste (EFT-1) Distribution of normal forces along the upper dowels (EFT-1) | 52 |
| Abbildung 3-41: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-1) detail stress distribution on reinforcements (EFT-1)..... | 52 |
| Abbildung 3-42: (li.) Befestigung der externen Bewehrung (EFT-3) (le.) Fixed end of external reinforcement (EFT-3) | 54 |
| Abbildung 3-43: (re.) Versagen linker Verankerungsbereich (EFT-3) (ri.) Failure in left part (EFT-3) | 54 |
| Abbildung 3-44: (li.) Schlupf linker Verankerungsbereich (EFT-3) (le.) Slip at left side (EFT-3) | 55 |
| Abbildung 3-45: (re.) Schlupf linker Verankerungsbereich (EFT-5) (ri.) Slip at left side (EFT-5) | 55 |
| Abbildung 3-46: (li.) Versagen linker Verankerungsbereich (EFT-6) (le.) Failure in the left part (EFT-6) | 55 |
| Abbildung 3-47: (re.) Schlupf linker Verankerungsbereich (EFT-6) (ri.) Slip at left side (EFT-6) | 55 |
| Abbildung 3-48: (li.) vertik. Durchbiegung (EFT-3) (le.) vertical deformation (EFT-3)..... | 56 |
| Abbildung 3-49: (re.) vertikaler Schlupf, Ende der unteren Verbundleiste (EFT-3) (ri.) vertical slip at the end of external reinforcement (EFT-3)..... | 56 |
| Abbildung 3-50: (li.) horizontaler Schlupf, Ende untere Verbundleiste (EFT-3) (le.) horizontal slips at the end bottom part (EFT-3)..... | 57 |
| Abbildung 3-51: (re.) gemessene vertikale Kräfte am Ende der Externen Bewehrungselemente (EFT-3) (ri.) measured vertical forces at the end of external reinforcement (EFT-3)..... | 57 |
| Abbildung 3-52: (li.) Spannungen an äußerer Faser des unteren Flansches (EFT-3) (le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-3)..... | 60 |
| Abbildung 3-53: (re.) Spannungen an äußerer Faser des oberen Flanches (EFT3) (ri.) Stresses on top outside surface (EFT-3)..... | 60 |
| Abbildung 3-54: (li.) Spannungen am Dübelkopf, untere Leiste (EFT-3) (le.) Stresses on heads of dowels (EFT-3)..... | 60 |
| Abbildung 3-55: (re.) Spannungen am Dübel 5, obere+untere Leiste (EFT-3) (ri.) Stresses on dowel 5 (EFT-3)..... | 60 |
| Abbildung 3-56: Spannungsverteilung am Dübel 2 (EFT-3) Detail stress distribution on dowel 2 (EFT-3)..... | 61 |
| Abbildung 3-57: Biegemoment entlang des Dübelgrundes am unteren externen Bewehrungselement (EFT-3) Distribution of bending moment along the bottom dowels (EFT-3) | 62 |

| | | |
|-----------------|---|----|
| Abbildung 3-58: | Normalkraft entlang des Dübelgrundes am unteren externen Bewehrungselement (EFT-3) Distribution of normal forces along the bottom dowels (EFT-3). | 62 |
| Abbildung 3-59: | Biegemoment entlang des Dübelgrundes am oberen externen Bewehrungselement (EFT-3) Distribution of bending moment along the upper dowels (EFT-3) | 63 |
| Abbildung 3-60: | Normalkraft entlang des Dübelgrundes am oberen Externen Bewehrungselement (EFT-3) Distribution of normal forces along the upper dowels (EFT-3) | 63 |
| Abbildung 3-61: | Spannungsverteilung an Bewehrungsstäben (EFT-3) Detail stress distribution on reinforcements (EFT-3)..... | 64 |
| Abbildung 3-62: | (li.) Vergleich der Verformungen in Trägermitte (le.) Comparison of deflection at mid-span | 65 |
| Abbildung 3-63: | (re.) Vergleich Spannungen an Unterseite in Trägermitte (Dübel 5) (ri.) Stress comparison at the bottom of middle-span(dowel 5)..... | 65 |
| Abbildung 3-64: | (li.) vertikaler Schlupf am Ende der Externen Bewehrung (le.) Vertical slips at the end of the external reinforcement..... | 66 |
| Abbildung 3-65: | (re.) Horizontaler Schlupf, Ende der externen Bewehrung (ri.) Horizontal slips, end of the external reinforcement | 66 |
| Abbildung 3-66: | (li.) Riss bei langer Übergreifung (EFT2) (le.) Crack due to long overlapping (EFT2) | 67 |
| Abbildung 3-67: | (re.) Riss bei kurzer Übergreifung (EFT6) (ri.) Crack due to short overlapping (EFT6) | 67 |
| Abbildung 3-68: | Balkenmodell für den Lastabtrag Truss model of the load transfer | 69 |
| Abbildung 3-69: | Vereinfachtes Kragarmmodell Simplified cantilever beam model..... | 72 |
| Abbildung 3-70: | Vergleich der Auszugskräfte am Ende der externen Bewehrung comparison of the pull out forces at the end of external reinforcement..... | 73 |
| Abbildung 3-71: | Zusammenhang zwischen den Auszugskräften und dem Vertikalschlupf in den EFT Versuche relationship between the pull out forces and the vertical slips (EFT tests) | 73 |
| Abbildung 3-72: | Vergleich der gerechneten und gemessenen Auszugskräfte am Ende der externen Bewehrung (links EFT5, rechts EFT6) comparison of the measured and calculated pull out force at the end of external reinforcement (left EFT5, right EFT6) | 74 |
| Abbildung 3-73: | $F_{PO}-L_{kra}$ -Kurve des Kragarmsystems $F_{PO}-L_{kra}$ curve of the cantilever beam | 75 |
| Abbildung 3-74: | einfach gelagertes Balkenmodell simply supported beam model..... | 75 |
| Abbildung 3-75: | $f_{PO} - L_{eff}$ Kurve eines einfach gelagerten Balkens $f_{PO} - L_{eff}$ curve of the simply supported beam | 77 |
| Abbildung 3-76: | Eisenbahnüberführung der Anschlussbahn InfraLeuna railway crossing of connection to InfraLeuna | 79 |
| Abbildung 3-77: | Ansicht des gabelförmigen Versuchskörpers von Versuch RE Overview of the frame structure test (RE)..... | 79 |
| Abbildung 3-78: | Bewehrungskorb Versuch RE Reinforcement cage of RE | 80 |
| Abbildung 3-79: | Versuchskörper RE RE - Specimen..... | 80 |
| Abbildung 3-80: | Dehnungsmeßstreifen bei Versuchskörper RE Plan of strain gauges (RE) | 81 |
| Abbildung 3-81: | Übersicht über die Wegaufnehmer bei Versuch (RE) Overview of LVDTs for experiment (RE) | 83 |

| | |
|--|----|
| Abbildung 3-82: Anordnung der Wegaufnehmer zur Messung vertikaler Relativverformungen setup of LVDTs for vertical slips and cracks (RE) | 84 |
| Abbildung 3-83: Versuchsaufbau der Rahmenversuche test setup of the frame structure . | 84 |
| Abbildung 3-84: (li.) Versagen bei Versuch RE (le.) failure of RE test | 85 |
| Abbildung 3-85: (re.) Versagen bei Versuch WL (ri.) failure of WL test..... | 85 |
| Abbildung 3-86: (li.) kurzes Widerlager l=1,5 m (le.) short abutment wall l=1,5 m..... | 87 |
| Abbildung 3-87: (re.) langes Widerlager l=2,5 m (ri.) long abutment wall l=2,5 m | 87 |
| Abbildung 3-88: (li.) Verformungen am Kragarmende (le.) deformation at the end of cantilever beam | 88 |
| Abbildung 3-89: (re.) Horizontaler Schlupf am Ende der Widerlagerwand (ri.) horizontal slips at the end of the external reinforcement..... | 88 |
| Abbildung 3-90: (li.) Vertikaler Schlupf am Ende der Widerlagerwand (RE) (le.) vertical slips at the end of external reinforcement in the abutment part (RE)..... | 88 |
| Abbildung 3-91: (re.) Vertikaler Schlupf am Ende der Widerlagerwand (WL) (ri.) vertical slips at the end of external reinforcement in the abutment part (WL)..... | 88 |
| Abbildung 3-92: (li.) Spannungsverteilung an der äußeren Oberfläche im Verankerungsbereich (RE rechts) (le.) Stress distribution on the outside surface of anchorage area (RE right) | 90 |
| Abbildung 3-93: (re.) Spannungsverteilung an der äußeren Oberfläche im Verankerungsbereich (RE links) (ri.) Stress distribution on the outside surface of anchorage area (RE left) | 90 |
| Abbildung 3-94: Spannungsverteilung der Oberfläche im Verankerungsbereich (WL rechts) Stress distribution on the outside surface of anchorage area (WL right) | 91 |
| Abbildung 3-95: Spannungsverteilung der Oberfläche im Verankerungsbereich (WL links) Stress distribution on the outside surface of anchorage area (WL left)..... | 92 |
| Abbildung 3-96: (li.) Vergleich der Spannungen an der äußeren Oberfläche im Verankerungsbereich (RE rechts) (le.) Comparison of Stresses on the outside surface of anchorage area (RE right) | 92 |
| Abbildung 3-97: (re.) Vergleich der Spannungen der äußeren Oberfläche im Verankerungsbereich (WL rechts) (ri.) Comparison of Stresses on the outside surface of anchorage area (WL right)..... | 92 |
| Abbildung 3-98: Namen der Dehnmessstreifen auf Stahldübel Name of the strain gauges on steel dowel | 93 |
| Abbildung 3-99: (li.) gemessene Spannung an Dübel 1 (WL links) (le.) Measured stress in dowel 1 (WL left) | 93 |
| Abbildung 3-100: (re.) gemessene Spannungen an Dübel 5 (WL links) (ri.) Measured stress in dowel 5 (WL left)..... | 93 |
| Abbildung 3-101: (li.) gemessene Spannungen an Dübel 7 (WL links) (le.) Measured stress in dowel 7 (WL left) | 93 |
| Abbildung 3-102: (re.) gemessene Spannungen an Dübel 10 (WL links) (ri.) Measured stress in dowel 10 (WL left)..... | 93 |
| Abbildung 3-103: (li.) Lage der Dehnmessstreifen auf vertikaler Bewehrung (RE) (le.) Positions of strain gauges on vertical reinforcement (RE)..... | 94 |
| Abbildung 3-104: (re.) Lage der Dehnmessstreifen auf vertikaler Bewehrung (WL) (ri.) Positions of strain gauges on vertical reinforcement (WL)..... | 94 |

| | |
|--|-----|
| Abbildung 3-105: (li.) gemessene Spannung in vertikaler Bewehrung (RE) (le.) measured stresses on vertical reinforcement (RE) | 94 |
| Abbildung 3-106: (re.) gemessene Spannung in vertikaler Bewehrung (WL) (ri.) measured stresses on vertical reinforcement (WL)..... | 94 |
| Abbildung 3-107: Aufteilung des Biegemomentes im Verbundquerschnitt Distribution of bending moment in the composite cross section..... | 95 |
| Abbildung 3-108: Verlauf des Biegemomentes entlang der Dübel (RE) Distribution of bending moment along the dowels (RE)..... | 98 |
| Abbildung 3-109: Verlauf der Normalkraft entlang der Dübel (RE) Distribution of normal forces along the dowels (RE) | 98 |
| Abbildung 3-110: Verlauf des Biegemomentes entlang der Dübel (WL) Distribution of bending moment along the dowels (WL) | 99 |
| Abbildung 3-111: Verlauf der Normalkraft entlang der Dübel (WL) Distribution of normal forces along the dowels (WL)..... | 99 |
| Abbildung 3-112: Stabwerksmodell zur Lastübertragung im Widerlager Truss model of the force transferring in abutment | 100 |
| Abbildung 3-113: Druckkraft zur Lastübertragung zwischen Beton und Stahl Compressive force transferring between concrete and steel | 101 |
| Abbildung 3-114: Zusammenhang von Verankerungslänge und Last P Relationship between anchorage length and the load P | 104 |
| Abbildung 3-115: elastisch gebetteter Balken [HA85] Beam on elastic foundation [HA85] | 104 |
| Abbildung 3-116: Verteilung der Schnittgrößen bei unterschiedlichen Einbindlängen und Bettungsmodulen [PE88]. Distribution of internal forces due to different clamping depths and modulus of the foundation [PE88]. | 105 |
| Abbildung 3-117: Vereinfachtes Balkenmodell bei elastischer Bettung Simplified model of beam on elastic foundation..... | 106 |
| Abbildung 3-118: Verformung des externen Bewehrungselementes beim Modell einer elastischen Bettung (RE) Deformation of external reinforcement by the beam on elastic foundation theory (RE)..... | 109 |
| Abbildung 3-119: Verformung der externen Bewehrung beim Modell einer elastischen Bettung (WL) Deformation of external reinforcement by the beam on elastic foundation theory (WL) | 109 |
| Abbildung 3-120: Gemessene Durchbiegung des externen Bewehrungselementes (RE) Deflection line of the external reinforcement by measuring (RE)..... | 110 |
| Abbildung 3-121: Gemessene Durchbiegung des externen Bewehrungselementes (WL) Deflection line of the external reinforcement by measuring (WL) | 110 |
| Abbildung 3-122: Durch FE-Modelle berechnete Bettung C bei verschiedenen Lastniveaus In numerical models measured C at different load levels | 111 |
| Abbildung 3-123: Modifizierte Last-Schlupf-Kennlinie bei vertikaler Belastung Modified load-slip curve due to vertical force..... | 111 |
| Abbildung 3-124: Konstruktionsplan des Pull-Out-Versuchs Plan of Pull-Out Test | 114 |
| Abbildung 3-125: (li.) Stahldübel für den Pull-Out-Versuch (le.) steel dowels of pull-out test | 115 |
| Abbildung 3-126: (re.) Bewehrungskorb für den Pull-Out-Versuch (ri.) reinforcement cage of pull-out test | 115 |

| | | |
|------------------|--|-----|
| Abbildung 3-127: | Verteilung der Dehnmessstreifen für den Pull-Out Versuch strain gauges plan of pull-out test | 116 |
| Abbildung 3-128: | Messstellen der Weggeber beim pull-out-test LVDTs plan of pull-out test | 116 |
| Abbildung 3-129: | Anordnung der Weggeber bei Pull-out-Versuch Setup of LVDTs in pull-out test | 117 |
| Abbildung 3-130: | (li.) Versuchsaufbau des Pull-Out-Versuchs, Nr. 1 (le.) Test setup of pull-out test 1 | 118 |
| Abbildung 3-131: | (re.) Versuchsaufbau des Pull-Out-Versuchs, Nr. 2 (ri.) Test setup of pull-out test 2 | 118 |
| Abbildung 3-132: | (li.) Versagen des Pull-Out-Versuchs Nr. 1 (le.) Failure of Pull-Out Test 1 | 119 |
| Abbildung 3-133: | (re.) Versagen des Pull-Out-Versuchs Nr. 2 (ri.) Failure of Pull-Out Test 2 | 119 |
| Abbildung 3-134: | Kraft-Verschiebungs-Verläufe (Versuch Nr. 1) Force-slip curve of PuT 1 | 119 |
| Abbildung 3-135: | Kraft-Verschiebungsverläufe (Versuch Nr. 2) Force-slip curve of PuT 2 | 120 |
| Abbildung 3-136: | Vergleich der Last-Verformungskurven Comparison of the Force-slip curve | 120 |
| Abbildung 3-137: | Spannungen der Bewehrung (Versuch 1) stresses in reinforcement of PuT1 | 121 |
| Abbildung 3-138: | Spannungen der Bewehrung (Versuch 2) Stresses in reinforcement of PuT2 | 121 |
| Abbildung 3-139: | Spannungen am Dübelkopf (Versuch Nr. 1) Stresses on the heads of dowels (PuT1) | 123 |
| Abbildung 3-140: | Spannungen am Dübelkopf (Versuch Nr. 2) Stresses on the heads of dowels (PuT2) | 123 |
| Abbildung 3-141: | Spannungen in der Mitte des Dübels (Versuch Nr. 1) Stresses on the middle of the dowel (PuT1) | 124 |
| Abbildung 3-142: | Spannungen in der Mitte des Dübels (Versuch Nr. 2) Stresses on the middle of the dowel (PuT2) | 124 |
| Abbildung 3-143: | Kraft-Weg-Verlauf im Auszugsversuch (pro Einzeldübel) Force-slip curve for Pull-out test (per dowel) | 125 |
| Abbildung 3-144: | Übertragung der Auszugskraft vom Stahldübel auf die Bügelbewehrung Transfer of the tensile force from dowel to reinforcement..... | 126 |
| Abbildung 3-145: | Vorgeschlagene Kraft-Weg-Beziehung für Auszugsbeanspruchung des Verbunddübels (MCL, HEM280) Suggested force-slip curve for the composite dowel in case of pull-out-loading (MCL, HEM280)..... | 126 |
| Abbildung 3-146: | Stahlrahmen zur Aufbringung der Querkraftbeanspruchung (links), Anordnung der Hydraulikzylinder für die Auszugbeanspruchung (rechts) Steel frame to apply the transversal load (left), hydraulic jack positions to apply pull-out loads (right)..... | 129 |
| Abbildung 3-147: | Dehnungsmessung beim Vorspannen Strain measurement during pre-loading | 130 |

| | |
|---|-----|
| Abbildung 3-148: Stahlleiste mit Messtechnik (links), Schalung und Bewehrung (Mitte), betonierte Prüfkörper und Materialproben (rechts) Steel strip with measurement (left), formwork and reinforcement (middle) and material tests (right) | 131 |
| Abbildung 3-149: Messtechnik der statischen Versuche mit Querkzug (POT-01 bis 06) Measurement instrumentation of static tests with transversal load | 132 |
| Abbildung 3-150: Messtechnik der statischen Schub-Zugversuche (POT-07 bis 10) Measurement instrumentation of static shear-pull-tests | 132 |
| Abbildung 3-151: Versuchsdurchführung (links), Versuchsauswertung (rechts) Test procedure (left), test evaluation (right) | 134 |
| Abbildung 3-152: Versuchsergebnis POT-01 (Referenz) Test result POT-01 (reference). 135 | |
| Abbildung 3-153: Vergleich POT-01 mit P804 Serie 1 (links) und Serie 2 (rechts) Comparison POT-01 with P804 series 1 (left) and series 2 (right)..... | 136 |
| Abbildung 3-154: Vergleich der Rissbilder POT-01 (links) mit P804 S2-3 (rechts) Comparison of crack pictures POT-01 (left) with P804 S2-3 (right)..... | 136 |
| Abbildung 3-155: Rissbilder infolge Vorspannen POT-02 (links), POT-03 (Mitte), POT-05 (rechts) Crack pictures due to preloading POT-02 (left) , POT-03 (mid), POT-05 (right) | 138 |
| Abbildung 3-156: Versuchsergebnisse statischer POT mit Querkzug Test results of static POT with transversal tensile force..... | 138 |
| Abbildung 3-157: Rissbilder POT-02 (links), POT-03 (Mitte) und POT-05 (rechts) Crack pictures POT-02 (left), POT-03 (mid) and POT-05 (right)..... | 139 |
| Abbildung 3-158: DMS Nummerierung bei 90° zur Ermittlung der Auszugskraft Strain gauge numbering at 90 degree to determine the pull-out load | 140 |
| Abbildung 3-159: Rissbilder von POT-07 (links), POT-08 (Mitte) und POT-10 (rechts) Crack pattern of POT-07 (left), POT-08 (mid) and POT-10 (right) | 141 |
| Abbildung 3-160: Versuchsergebnisse POT mit Auszug Test results POT with pull-out load | 143 |
| Abbildung 4-1: Versuchskörper der Zweifeldträger im Ermüdungsversuch Specimen of two-span continuous beam fatigue test | 147 |
| Abbildung 4-2: Phasenverschiebung ($\varphi = 45^\circ$) der Belastung phase shift ($\varphi = 45^\circ$) of loading | 147 |
| Abbildung 4-3: Bewehrungsplan von Durchlaufträger (Längsschnitt) Reinforcement plan of DLT (overview) | 149 |
| Abbildung 4-4: Bewehrungsplan von Durchlaufträger (Querschnitt) Reinforcement plan of DLT (cross-section) | 149 |
| Abbildung 4-5: (li.) Schalung DLT (le.) Formwork of DLT..... | 150 |
| Abbildung 4-6: (re.) Bewehrungskorb DLT (ri.) Reinforcement cage of DLT | 150 |
| Abbildung 4-7: Position der Dehnungsmessstreifen an Stahldübel (24°) Localization of strain gauges on steel dowel (24°) | 151 |
| Abbildung 4-8: Übersicht Messstellen Dehnungsmessstreifen (DLT) Plan of strain gauges (DLT) | 151 |
| Abbildung 4-9: Übersicht Wegaufnehmer (DLT) Plan of LVDTs (DLT) | 152 |
| Abbildung 4-10: Risse im Beton von DLT3 Crack in concrete of DLT3 | 152 |
| Abbildung 4-11: (li.) Versuchsstand DLT3 (le.) Test setup of DLT 3 | 153 |
| Abbildung 4-12: (re.) Versuchsstand DLT3 (ri.) Test setup of DLT 3 | 153 |
| Abbildung 4-13: (li.) Fixlager Stützbereich (le.) hinged bearing in the middle..... | 154 |
| Abbildung 4-14: (re.) Rollenlager Trägerende (ri.) Expansion bearing at the side..... | 154 |

| | |
|---|-----|
| Abbildung 4-15: Ermüdungsfestigkeitskurve für Längsspannungsschwingbreiten [EN1993b] Fatigue strength curves for normal stress ranges [EN1993b]..... | 156 |
| Abbildung 4-16: (li.) Rissbildung im Beton bei DLT 2 (Rückseite) (le.) Failure of concrete in DLT2 (back side) 157 | 157 |
| Abbildung 4-17: (re.) Rissbildung im Beton bei DLT 2 (Vorderseite) (ri.) Failure of concrete in DLT2 (front side)..... | 157 |
| Abbildung 4-18: Lokaler Tragmechanismus am Zwischenaufleger Local effect near the intermediate support..... | 158 |
| Abbildung 4-19: Belastungsregime bei Versuch DLT2 Load history for one circle (DLT2). 158 | 158 |
| Abbildung 4-20: Lage der Schnitte, in denen das Biegemoment rekonstruiert wurde Positions of the evaluated cross sections..... | 159 |
| Abbildung 4-21: Biegemomentenverlauf bei DLT3 (Laststellung 1, $F_1=100$ kN, $F_2=100$ kN) Moment distribution DLT3 (Point 1, $F_1=100$ kN, $F_2=100$ kN) | 160 |
| Abbildung 4-22: Biegemomentenverlauf bei DLT3 (Laststellung 3, $F_1=700$ kN, $F_2=400$ kN) Moment distribution DLT3 (Point 3, $F_1=700$ kN, $F_2=400$ kN) | 160 |
| Abbildung 4-23: Biegemomentenverlauf bei DLT3 (Laststellung 5, $F_1=700$ kN, $F_2=700$ kN) Moment distribution DLT3 (Point 5, $F_1=700$ kN, $F_2=700$ kN) | 161 |
| Abbildung 4-24: Fachwerkmodell für die Durchlaufträgerversuche Truss model for continuous beam tests..... | 161 |
| Abbildung 4-25: Verformungsschwingbreite in Feldmitte bei DLT 3 Deformation range in the middle of span DLT3..... | 162 |
| Abbildung 4-26: Verformungsverlauf für einen Lastwechsel in den Feldmitten von DLT3 Deformation range of one load circle in the middle of span DLT3 | 162 |
| Abbildung 4-27: Schlupf schwingbreite am Ende der oberen externen Bewehrung bei DLT 3 Vertical slip at the end of the upper external reinforcement (DLT3)..... | 163 |
| Abbildung 4-28: Vertikaler Schlupf bei einem Lastzyklus zu Beginn des Versuches und am Ende des Versuches am Ende (obere Externe Bewehrung(DLT3)) Vertical slip of one load circle at test start and ending (upper external reinforcement (DLT3))..... | 163 |
| Abbildung 4-29: Wegaufnahme zur Messung des Schlupfs im Bereich des Zwischenauflegers The arrangement of LVDTs for slips of local effect | 164 |
| Abbildung 4-30: vertikaler Schlupf nach einem Lastwechsel am Ende des unteren externen Bewehrungselementes (DLT1) Vertical slips of one load circle at the end of the lower external reinforcement (DLT1)..... | 165 |
| Abbildung 4-31: horizontaler Schlupf nach einem Lastwechsel am Ende des unteren externen Bewehrungselementes (DLT1) Horizontal slips of one load circle at the end of the lower external reinforcement (DLT1)..... | 165 |
| Abbildung 4-32: Bezeichnung der Dübel beim DLT Designation of the dowels in DLT | 166 |
| Abbildung 4-33: Anordnung der Dehnungsmessstreifen am Stahldübel (li.: oben ; re.: unten) Arrangement of the strain gauges on steel dowel (le.: upper, ri.: bottom)..... | 166 |
| Abbildung 4-34: Spannungsschwingbreite am Stahldübel des unteren externen Bewehrungselementes (links: Position 24°; rechts: untere Flansch) stress range on the steel dowel of lower external reinforcement DLT3 (left:position 24° of dowel, right: bottom flange) | |

| | |
|---|-----|
| Abbildung 4-35: Spannungsschwingbreite am Stahlbübel des oberen externen Bewehrungselementes DLT3 (links: 24°; rechts: Flansch oben) stress range on the steel dowel of upper external reinforcement DLT3 (left: position 24° of dowel, right: top flange)..... | 167 |
| Abbildung 4-36: Spannungsschwingbreite am Dübel 6 des oberen externen Bewehrungselementes DLT3 (li.: 24°, re.: oberer Flansch) stress range on the steel dowel 6 of upper external reinforcement DLT3 (le.: position 24° of dowel, ri.: top flange)..... | 168 |
| Abbildung 4-37: Rissbildung am mittleren Lager DLT3 (li.: nach dem ersten statischen Test; re.: nach dem dynamischen Test) Cracking near the intermediate support DLT3 (le.: after the first static test; ri.: after the dynamic test)..... | 169 |
| Abbildung 4-38: Aufschneiden der Versuchskörper Cutting of the specimens..... | 170 |
| Abbildung 4-39: Stahldübel am oberen externen Bewehrungselement (DLT3) steel dowels on upper external reinforcement (DLT3)..... | 170 |
| Abbildung 4-40: Stahldübel am unteren externen Bewehrungselement (DLT3) steel dowels on lower external reinforcement (DLT3)..... | 171 |
| Abbildung 4-41: Stahlleiste mit Messtechnik (links), Schalung und Bewehrung (Mitte), betonierte Prüfkörper und Materialproben (rechts) Steel strip with measurement (left), formwork and reinforcement (middle) and material tests (right)..... | 174 |
| Abbildung 4-42: Messtechnik der zyklischen Abscherversuche Measurement instrumentation of cyclic push out tests..... | 175 |
| Abbildung 4-43: DMS-Nummerierung und -Lage Strain gauge numbering and position ... | 176 |
| Abbildung 4-44: Definition der Verbundmittelsteifigkeit während der zyklischen Belastung C_{cycl} Definition of shear connector stiffness under cyclic loading C_{cycl} | 176 |
| Abbildung 4-45: Extrapolierte Spannungsschwingbreite in Vorversuchen (POT-10) Extrapolated stress range in pre-tests..... | 177 |
| Abbildung 4-46: Versuchsergebnis POT-11 (Referenz) Test result POT-11 (reference)... | 179 |
| Abbildung 4-47: Vergleich der Rissbilder POT-09 (links) mit P804 S5-2 (rechts) Comparison of crack pictures POT-09 (left) with P804 S5-2 (right)..... | 180 |
| Abbildung 4-48: Rissbilder infolge Vorspannen POT-12 (links), POT-14 (Mitte), POT-16 (rechts) Crack pictures due to preloading POT-12 (left), POT-14 (mid), POT-16 (right).... | 181 |
| Abbildung 4-49: Versuchsergebnisse zyklische POT mit Querszug Test results cyclic POT with transversal tensile force..... | 182 |
| Abbildung 4-50: Rissbilder POT-10 (links), POT-12 (Mitte) und POT-14 (rechts) Crack pictures POT-10 (left), POT 12 (mid) und POT 14 (right)..... | 183 |
| Abbildung 5-1: FE-Modell „halber Einfeldträger, halber Querschnitt“ reduced Finite-Element-Model (quarter of the complete System)..... | 189 |
| Abbildung 5-2: Versagensflächen im Hauptspannungsraum [LA82] Area of failure in the main stresses domain..... | 191 |
| Abbildung 5-3: Versagensflächen mit Zugfestigkeit [LA82] Areas of failure with tension..... | 191 |
| Abbildung 5-4: Rechenmodelle (Würfel und Zylinder) zur Kontrolle des nichtlinearen Betongesetzes nach Lade für nichtlineare Verifikationsberechnung Finite Element Models (cube and cylinder) for the verification of the nonlinear material model of concrete according to Lade. | 193 |
| Abbildung 5-5: Nachgerechnete Würfel-druckfestigkeit des Betons simulated compressive concrete strength of a cube specimen..... | 193 |
| Abbildung 5-6: Nachgerechnete Zylinderdruckfestigkeit des Betons simulated compressive concrete strength of a cylinder specimen..... | 193 |

| | |
|---|-----|
| Abbildung 5-7: Belastung im mehraxialen Druckversuch Loading of a simulated multiaxial compression test (cylinder) | 194 |
| Abbildung 5-8: Mehraxialer Spannungszustand im Beton, maximal erreichbare Druckfestigkeit Multiaxial stress state of the concrete, maximum compressive strength | 194 |
| Abbildung 5-9: Bewehrungsmodellierung (Volumen-Elemente ausgeblendet, Blick ins Innere des Verbundträgers (1/4-Modell)) Simulation of the reinforcement steel (hidden volume elements, view inside the composite beam, quarter-model) | 196 |
| Abbildung 5-10: Bewehrungsschema scheme of reinforcement arrangement | 196 |
| Abbildung 5-11: Nichtlineare Arbeitslinie implementiert mit „RISS“ Nonlinear load-deflection-relation implemented by „RISS“ | 197 |
| Abbildung 5-12: Nichtlineare Arbeitslinie implementiert mit „SARB“ Nonlinear load-deflection-relation implemented by „SARB“ | 197 |
| Abbildung 5-13: Kraftgesteuerte Berechnung Force-controlled calculation | 200 |
| Abbildung 5-14: weggesteuerte Berechnung deflection-controlled calculation | 200 |
| Abbildung 5-15: Vergleich des Konvergenzverhaltens (Fester Verbund / Kontaktmodell) Comparison of convergence (rigid bond model versus contact model) | 202 |
| Abbildung 5-16: Vergleich der Last-Verformungs-Kurven von Versuch und Modellen Comparison of the load-deflection curves resulting from tests and models | 204 |
| Abbildung 5-17: Last-Verformungskurve der Modellrechnung; ausgezeichnete Punkte 1,2,3 Load-deflection curve of the model calculation; emphasized load points 1,3,4 | 204 |
| Abbildung 5-18: Animation des Trägers zum Versagenspunkt Animation of the beam model at failure | 205 |
| Abbildung 5-19: Animation des Trägers zum Versagenspunkt, Darstellung 3-fach überhöht Animation of the beam model at failure, three times as high as in reality | 206 |
| Abbildung 5-20: Ausziehen der unteren Dübelleiste. Verformungen am Dübelleistenende Pull-out-effect of the lower external reinforcement. Deflections at the end of the external reinforcement. | 207 |
| Abbildung 5-21: Nummerierung der Stahldübel Numbering of the steel dowels | 208 |
| Abbildung 5-22: Vergleichsspannung [MPa] (Last 830 kN) Equivalent stress [MPa] (Load 830 kN) | 208 |
| Abbildung 5-23: Normalspannungen x-Richtung [MPa] (Last 830 kN) Normal stress in x-direction [MPa] (load 830 kN) | 209 |
| Abbildung 5-24: Vergleichsspannung [MPa] zum Lastpunkt 1 Equivalent stress [MPa] at loading level point 1 | 209 |
| Abbildung 5-25: Vergleichsspannung [MPa] nach Lastpunkt 1 Equivalent stress [MPa] beyond loading level point 1 | 209 |
| Abbildung 5-26: Schnittebene und Wirkungsrichtung von Normal-/Querkraft cross section and definition of resulting normal- and transverse dowel forces | 210 |
| Abbildung 5-27: Zugkräfte in den oberen Dübeln (z-Richtung) Tension Forces of the upper steel dowels (z-direction) | 210 |
| Abbildung 5-28: Zugkräfte in den unteren Dübeln (z-Richtung) Tension forces of the lower steel dowels (z-direction) | 211 |
| Abbildung 5-29: Querkräfte an den oberen Dübeln (x-Richtung) Transverse forces at the upper steel dowels (x-direction) | 211 |
| Abbildung 5-30: Querkräfte an den unteren Dübeln (x-Richtung) Transverse forces at the lower steel dowels (x-direction) | 212 |

| | |
|--|-----|
| Abbildung 5-31: Hauptspannungstrajektorien im Beton (Last 100 kN) Principal stress trajectories of the concrete (load 100 kN) | 212 |
| Abbildung 5-32: Hauptspannungstrajektorien im Beton (Lastpunkt 1) Principal stress trajectories of the concrete (loading point 1) | 213 |
| Abbildung 5-33: Hauptspannungstrajektorien im Beton (nach Lastpunkt 1) Principal stress trajectories of the concrete (beyond loading point 1)..... | 213 |
| Abbildung 5-34: Hauptspannungstrajektorien im Beton (Last 500 kN) Principal stress trajectories of the concrete (load 500 kN) | 214 |
| Abbildung 5-35: Hauptspannungstrajektorien im Beton (Last 800 kN, kurz vor rechnerischem Versagen) Principal stress trajectories of the concrete (load 800 kN) | 214 |
| Abbildung 5-36: Rissbild vor Beginn des Ausziehens (230 kN) crack pattern before the starting of the pull out effect (230 kN) | 215 |
| Abbildung 5-37: Rissbild direkt nach Beginn des Ausziehens crack pattern immediately after starting of the pull out effect..... | 215 |
| Abbildung 5-38: Schubrisse im Beton entlang der Stegoberfläche (Last 300 kN) shear crack pattern of the concrete in the section of the steel web surface (load 300 kN)..... | 215 |
| Abbildung 5-39: Zugkraft in der Bewehrung (Last 200 kN) Tensile force in the external reinforcement –blue– and the longitudinal reinforcement –red– (load 200 kN)..... | 216 |
| Abbildung 5-40: Zugkraft in der Bewehrung (Last 650 kN) Tensile force in the external reinforcement –blue– and the longitudinal reinforcement –red– (load 650 kN)..... | 217 |
| Abbildung 5-41: Aufsummierte Zugkraft in der Bewehrung (Last 650 kN) Accumulated tensile force –green– of the longitudinal reinforcement (650 kN)..... | 218 |
| Abbildung 5-42: Rissöffnung in Trägermitte crack opening at the middle of the beam..... | 218 |
| Abbildung 5-43: Riss aus Biegezug in Trägermitte crack due to bending tensile stress in the middle of the beam | 218 |
| Abbildung 5-44: Vergleich der Zugkräfte in der Bewehrungsebene (Last 650 kN) comparison of the tensile forces at the level of the longitudinal reinforcement (load 650 kN) | 219 |
| Abbildung 5-45: Zugkraftdeckungslinie envelope line of the tensile force (required –blue– and present –red–) | 219 |
| Abbildung 5-46: Zugkräfte aus der Dübelleiste Normal tensile forces of the external reinforcement elements | 220 |
| Abbildung 5-47: Biegeriss in Trägermitte Bending crack in the middle of the beam..... | 220 |
| Abbildung 6-1: Modifizierte Last ($P_{PO,w}$) - Verformungen (w) - Kennlinie beim Pull-Out-Versuch Modified load ($P_{PO,w}$) – slip (w) - curve due to vertical force | 225 |
| Abbildung 6-2: Bereiche der Ersatzmodelle am Beispiel einer Rahmenbrücke Illustration of simplified models for a frame bridge | 226 |
| Abbildung 6-3: Kragarmmodell cantilever beam model..... | 227 |
| Abbildung 6-4: beidseitig gelenkiger Einfeldträger simply supported beam model..... | 228 |
| Abbildung 6-5: Durchbiegungskurve des Modells des elastisch gebetteten Balkens Deflection curve of the beam on elastic foundation model | 229 |
| Abbildung B-1: Bewehrungspläne (EFT1) Reinforcement plan (EFT1) | 259 |
| Abbildung B-2: Bewehrungspläne (EFT2) Reinforcement plan (EFT2) | 260 |
| Abbildung B-3: Bewehrungspläne (EFT3) Reinforcement plan (EFT3) | 261 |
| Abbildung B-4: Bewehrungspläne (EFT4) Reinforcement plan (EFT4) | 262 |
| Abbildung B-5: Bewehrungspläne (EFT5) Reinforcement plan (EFT5) | 263 |
| Abbildung B-6: Bewehrungspläne (EFT6) Reinforcement plan (EFT6) | 264 |

| | |
|--|-----|
| Abbildung B-7: Position und Nomenklatur der Wegaufnehmer für vertikale Verformungen Location and name of LVDTs for vertical defromation..... | 265 |
| Abbildung B-8: Position und Nomenklatur der Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes Location and name of LVDTs for slip | 265 |
| Abbildung B-9: Position der Dehnungsmessstreifen Position of the strain gauges | 265 |
| Abbildung B-10: Postion und Nomenklatur der DMS (vollständige Messeinrichtung) Location and name of strain gauges (full instrumentation) | 266 |
| Abbildung B-11: Position und Nomenklatur der DMS (einfache Messeinrichtung) Location and name of strain gauges (simple instrumentation)..... | 267 |
| Abbildung B-12: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-1 (links: vorne Seit; rechts: hinten Seit) Failure of pull out effect in EFT-1 (left: front side; right: back side)..... | 268 |
| Abbildung B-13: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-1) (le.) Vertical deformation (EFT-1) .. | 268 |
| Abbildung B-14: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-1) (ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-1) | 268 |
| Abbildung B-15: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-1) (le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-1)..... | 268 |
| Abbildung B-16: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-1) (ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-1)..... | 268 |
| Abbildung B-17: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-1) (le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-1) 269 | |
| Abbildung B-18: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-1) (ri.) Stresses on top outside surface (EFT-1) 269 | |
| Abbildung B-19: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-1) Detail stress distribution on reinforcements (EFT-1)..... | 269 |
| Abbildung B-20: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-2 (links: vorne Seit; rechts: hinten Seit) Failure of pull out effect in EFT-2 (left: front side; right: back side)..... | 269 |
| Abbildung B-21: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-2) (le.) Vertical deformation (EFT-2) .. | 270 |
| Abbildung B-22: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-2) (ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-2) | 270 |
| Abbildung B-23: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-2) (le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-2)..... | 270 |
| Abbildung B-24: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-2) (ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-2)..... | 270 |
| Abbildung B-25: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-2) (le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-2) 270 | |
| Abbildung B-26: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-2) (ri.) Stresses on top outside surface (EFT-2) 270 | |
| Abbildung B-27: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-2) Detail stress distribution on reinforcements (EFT-2)..... | 271 |
| Abbildung B-28: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-3 (links: vorne Seit; rechts: hinten Seit) Failure of pull out effect in EFT-3 (left: front side; right: back side)..... | 271 |
| Abbildung B-29: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-3) (le.) Vertical deformation (EFT-3) . | 271 |
| Abbildung B-30: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-3) (ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-3) | 271 |
| Abbildung B-31: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-3) (le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-3)..... | 272 |

| | |
|---|-----|
| Abbildung B-32: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-3) (ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-3)..... | 272 |
| Abbildung B-33: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-3) (le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-3) | 272 |
| Abbildung B-34: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-3) (ri.) Stresses on top outside surface (EFT-3) | 272 |
| Abbildung B-35: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-3) Detail stress distribution on reinforcements (EFT-3)..... | 272 |
| Abbildung B-36: Gemessene vertikale Kräfte am Ende der Externen Bewehrungselemente (EFT-3) Measured vertical forces at the end of external reinforcement (EFT-3)..... | 273 |
| Abbildung B-37: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-4 (links: vorne Seit; rechts: hinten Seit) Failure of pull out effect in EFT-4 (left: front side; right: back side)..... | 274 |
| Abbildung B-38: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-4) (le.) Vertical deformation (EFT-4) .. | 274 |
| Abbildung B-39: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-4) (ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-4) .. | 274 |
| Abbildung B-40: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-4) (le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-4)..... | 274 |
| Abbildung B-41: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-4) (ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-4)..... | 274 |
| Abbildung B-42: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-4) (le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-4) | 275 |
| Abbildung B-43: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-4) (ri.) Stresses on top outside surface (EFT-4) | 275 |
| Abbildung B-44: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-4) Detail stress distribution on reinforcements (EFT-4)..... | 275 |
| Abbildung B-45: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-5 (links: vorne Seit; rechts: hinten Seit) Failure of pull out effect in EFT-5 (left: front side; right: back side)..... | 275 |
| Abbildung B-46: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-5) (le.) Vertical deformation (EFT-5) .. | 276 |
| Abbildung B-47: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-5) (ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-5) .. | 276 |
| Abbildung B-48: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-5) (le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-5)..... | 276 |
| Abbildung B-49: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-5) (ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-5)..... | 276 |
| Abbildung B-50: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-5) (le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-5) | 276 |
| Abbildung B-51: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-5) (ri.) Stresses on top outside surface (EFT-5) | 276 |
| Abbildung B-52: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-5) Detail stress distribution on reinforcements (EFT-5)..... | 277 |
| Abbildung B-53: Gemessene vertikale Kräfte am Ende der Externen Bewehrungselemente (EFT-5) Measured vertical forces at the end of external reinforcement (EFT-5)..... | 277 |
| Abbildung B-54: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-3(links: vorne Seit; rechts: hinten Seit) Failure of pull out effect in EFT-3 (left: front side; right: back side)..... | 277 |
| Abbildung B-55: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-3) (le.) Vertical deformation (EFT-3) .. | 278 |

| | |
|---|-----|
| Abbildung B-56: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-3) (ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-3) | 278 |
| Abbildung B-57: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-3) (le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-3)..... | 278 |
| Abbildung B-58: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-2) (ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-2)..... | 278 |
| Abbildung B-59: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-2) (le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-2) 278 | |
| Abbildung B-60: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-2) (ri.) Stresses on top outside surface (EFT-2) 278 | |
| Abbildung B-61: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-2) Detail stress distribution on reinforcements (EFT-2)..... | 279 |
| Abbildung B-62: Gemessene vertikale Kräfte am Ende der Externen Bewehrungselemente (EFT-3) Measured vertical forces at the end of external reinforcement (EFT-3)..... | 279 |
| Abbildung C-1: Bewehrungspläne (RE) Reinforcement plan (RE)..... | 280 |
| Abbildung C-2: Stückliste Bewehrung (RE) Reinforcement BOM (RE)..... | 281 |
| Abbildung C-3: Bewehrungspläne (WL) Reinforcement plan (WL)..... | 282 |
| Abbildung C-4: Stückliste Bewehrung (WL) Reinforcement BOM (WL)..... | 283 |
| Abbildung C-5: Dehnungsmeßstreifen bei Versuchskörper WL Plan of strain gauges (WL) 284 | |
| Abbildung C-6: Übersicht über die Wegaufnehmer bei Versuch (WL) Overview of LVDTs for experiment (WL) 285 | |
| Abbildung C-7: Nummern der bei Versuchskörper WL Number of the steel dowels in specimen WL 286 | |
| Abbildung C-8: Nomenklatur der Dübel bei Versuchskörper RE Number of the steel dowels in specimen RE 286 | |
| Abbildung D-1: Bewehrungspläne (DLT) Reinforcement plan (DLT) | 289 |
| Abbildung D-2: Stückliste Bewehrung (DLT) Reinforcement BOM (DLT) | 290 |
| Abbildung D-3: Übersicht Messstellen Dehnungsmessstreifen (DLT) Plan of strain gauges (DLT) 291 | |
| Abbildung D-4: Anordnung der Dehnungsmessstreifen am Stahldübel (li.: oben ; re.: unten) Arrangement of the strain gauges on steel dowel (le.: upper, ri.: bottom)..... | 291 |
| Abbildung D-5: Übersicht Wegaufnehmer (DLT) Plan of LVDTs (DLT) | 291 |
| Abbildung E-1: Position der angebrachten DMS aller statischer Versuche mit Querkzug Location of applied strain gauges of all static tests with transversal tension..... | 299 |
| Abbildung E-2: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts) Load-slip-curve (left) and test data (right)..... | 302 |
| Abbildung E-3: Sägeschnitt Platte A Saw cut slab A..... | 302 |
| Abbildung E-4: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 302 |
| Abbildung E-5: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts) Load-slip-curve (left) and test data (right)..... | 303 |
| Abbildung E-6: Kraft-Rissbreite über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts) Load-crack width above composite dowels, slab A (left) and slab B (right) | 303 |
| Abbildung E-7: Sägeschnitt Platte A Saw cut slab A..... | 303 |

| | |
|--|-----|
| Abbildung E-8: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 304 |
| Abbildung E-9: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts) Load-slip-curve (left) and test data (right)..... | 304 |
| Abbildung E-10: Kraft-Rissbreite über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts) Load-crack width above composite dowels, slab A (left) and slab B (right) | 304 |
| Abbildung E-11: Sägeschnitt Platte A Saw cut slab A..... | 305 |
| Abbildung E-12: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 305 |
| Abbildung E-13: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts) Load-slip-curve (left) and test data (right)..... | 305 |
| Abbildung E-14: Kraft-Rissbreite über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts) Load-crack width above composite dowels, slab A (left) and slab B (right) | 306 |
| Abbildung E-15: Sägeschnitt Platte A Saw cut slab A..... | 306 |
| Abbildung E-16: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 306 |
| Abbildung E-17: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts) Load-slip-curve (left) and test data (right)..... | 307 |
| Abbildung E-18: Kraft-Rissbreite über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts) Load-crack width above composite dowels, slab A (left) and slab B (right) | 307 |
| Abbildung E-19: Sägeschnitt Platte A Saw cut slab A..... | 307 |
| Abbildung E-20: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 308 |
| Abbildung E-21: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts) Load-slip-curve (left) and test data (right)..... | 308 |
| Abbildung E-22: Kraft-Rissbreite über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts) Load-crack width above composite dowels, slab A (left) and slab B (right) | 308 |
| Abbildung E-23: Sägeschnitt Platte A Saw cut slab A..... | 309 |
| Abbildung E-24: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 309 |
| Abbildung F-1: Position der angebrachten DMS aller Schub-Zug-Versuche Location of applied strain gauges of all shear-tension interaction tests | 311 |
| Abbildung F-2: Zugkraft-Weg Zylinder (links) und Weg-Schlupf-Diagramm (rechts) Tension-displacement of hydraulic jack (left) and jack displacement-slip-curve (right)..... | 314 |
| Abbildung F-3: Zugkraft-Spannungen bei 90° an den Verbunddübeln, Platte A (links) und Platte B (rechts) Tension-stress-curve at 90° of the composite dowels, slab A (left), slab B (right) | 314 |
| Abbildung F-4: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 314 |
| Abbildung F-5: Zugkraft-Weg Zylinder (links) und Weg-Schlupf-Diagramm (rechts) Tension-displacement of hydraulic jack (left) and jack displacement-slip-curve (right)..... | 315 |
| Abbildung F-6: Zugkraft-Spannungen bei 90° an den Verbunddübeln, Platte A (links) und Platte B (rechts) Tension-stress-curve at 90° of the composite dowels, slab A (left), slab B (right) | 315 |
| Abbildung F-7: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 315 |

| | |
|--|-----|
| Abbildung F-8: Zugkraft-Weg Zylinder (links) und Weg-Schlupf-Diagramm (rechts) Tension-displacement of hydraulic jack (left) and jack displacement-slip-curve (right)..... | 316 |
| Abbildung F-9: Zugkraft-Spannungen bei 90° an den Verbunddübeln, Platte A (links) und Platte B (rechts) Tension-stress-curve at 90° of the composite dowels, slab A (left), slab B (right) | 316 |
| Abbildung F-10: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 316 |
| Abbildung F-11: Zugkraft-Weg Zylinder (links) und Weg-Schlupf-Diagramm (rechts) Tension-displacement of hydraulic jack (left) and jack displacement-slip-curve (right)..... | 317 |
| Abbildung F-12: Zugkraft-Spannungen bei 90° an den Verbunddübeln, Platte A (links) und Platte B (rechts) Tension-stress-curve at 90° of the composite dowels, slab A (left), slab B (right) | 317 |
| Abbildung F-13: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 317 |
| Abbildung G-1: Position der angebrachten DMS aller zyklischer Versuche mit Querzug Location of applied strain gauges of all cyclic tests with transversal tension | 318 |
| Abbildung G-2: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts) Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right) | 321 |
| Abbildung G-3: Sägeschnitt Platte A Saw cut slab A | 321 |
| Abbildung G-4: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 321 |
| Abbildung G-5: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts) Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right) | 322 |
| Abbildung G-6: Rissbreite-Lastwechsel bei Oberlast über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack width-load cycles at upper load above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)..... | 322 |
| Abbildung G-7: Sägeschnitt Platte A Saw cut slab A | 322 |
| Abbildung G-8: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 323 |
| Abbildung G-9: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts) Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right) | 323 |
| Abbildung G-10: Rissbreite-Lastwechsel bei Oberlast über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack width-load cycles at upper load above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)..... | 324 |
| Abbildung G-11: Sägeschnitt Platte A Saw cut slab A | 324 |
| Abbildung G-12: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 324 |
| Abbildung G-13: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts) Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right) | 325 |
| Abbildung G-14: Rissbreite-Lastwechsel bei Oberlast über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack width-load cycles at upper load above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)..... | 325 |

| | |
|--|-----|
| Abbildung G-15: Sägeschnitt Platte A Saw cut slab A | 325 |
| Abbildung G-16: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 326 |
| Abbildung G-17: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts) Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right) | 327 |
| Abbildung G-18: Rissbreite-Lastwechsel bei Oberlast über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack width-load cycles at upper load above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)..... | 327 |
| Abbildung G-19: Sägeschnitt Platte A Saw cut slab A | 327 |
| Abbildung G-20: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 328 |
| Abbildung G-21: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts) Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right) | 328 |
| Abbildung G-22: Rissbreite-Lastwechsel bei Oberlast über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack width-load cycles at upper load above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)..... | 329 |
| Abbildung G-23: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts) Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right) | 329 |

9 Tabellenverzeichnis

List of tables

| | |
|---|----|
| Tabelle 1: Anwendungsgrenzen der Zulassung für Verbunddübelleisten Limits of the General technical approval of composite dowels strips | 10 |
| Tabelle 3-1: Übersicht Versuchsprogramm Overview of test programm..... | 27 |
| Tabelle 3-2: Materialkennwerte EFT Material porperties of EFT | 31 |
| Tabelle 3-3: Nomenklatur der Dehnungsmessstreifen (einfache Messsituation) bei EFT Name of the stress gauges (simple instrumentation) of EFT | 33 |
| Tabelle 3-4: Name der Dehnungsmessstreifen (vollständige Messsituation) bei EFT Name of the stress gauges (full insturmentation) of EFT | 34 |
| Tabelle 3-5: Spannungsverteilung an Dübel 1 (EFT-1) Stress distribution of dowel 1 (EFT-1) | 45 |
| Tabelle 3-6: Spannungsverteilung an Dübel 2 (EFT-1) Stress distribution of dowel 2 (EFT-1) | 45 |
| Tabelle 3-7: Spannungsverteilung Dübel 3 (EFT-1) Stress distribution of dowel 3 (EFT-1) | 46 |
| Tabelle 3-8: Spannungsverteilung externes Bewehrungselement außen (EFT-1) Stress distribution on top of external reinforcement (EFT-1) | 46 |
| Tabelle 3-9: Spannungsverteilung an Dübel 5 (EFT-1) Stress distribution of dowel 5 (EFT-1) | 47 |
| Tabelle 3-10: Spannungsverteilung Dübel 2 im unteren externen Bewehrungselement (EFT-1) Detailed stress distribution of Dowel 2 in bottom external reinforcement (EFT-1) | 50 |
| Tabelle 3-11: Kräfte in der Bewehrung (EFT-1) Forces in reinforcement due to the measurement (EFT-1) | 53 |
| Tabelle 3-12: Spannungsverteilung am Dübel 1 (EFT-3) Stress distribution of dowel 1 (EFT-3) | 58 |
| Tabelle 3-13: Spannungsverteilung am Dübel 2 (EFT-3) Stress distribution of dowel 2 (EFT-3) | 58 |
| Tabelle 3-14: Spannungsverteilung am Dübel 3 (EFT-3) Stress distribution of dowel 3 (EFT-3) | 59 |
| Tabelle 3-15: Spannungsverteilung am Dübelkopf (EFT-3) Stress distribution of top dowels (EFT-3)..... | 59 |
| Tabelle 3-16: Spannungsverteilung am Dübel 5 (EFT-3) Stress distribution of Dowel 5 (EFT-3) | 60 |
| Tabelle 3-17: Spannungsverteilung am Dübel 2 der unteren externen Bewehrung (EFT-3) Detail stress distribution of dowel 2 in bottom external reinforcement (EFT-3)..... | 61 |
| Tabelle 3-18: Kräfte in den Bewehrungsstäben aus den Messungen abgeleitet (EFT-3) Forces in reinforcement due to the measurement (EFT-3)..... | 64 |
| Tabelle 3-19: Zusammenfassung Einfeldträgerversuche Summary of the EFT tests..... | 65 |
| Tabelle 3-20: Vergleich zwischen Messergebnissen und Fachwerkmodell (EFT1) Comparison of test results and truss model (EFT1) | 70 |
| Tabelle 3-21: Vereinfachtes Model für die untere Externe Bewehrung(konvex) Simplified model for lower external reinforcement element | 72 |

| | | |
|---------------|--|-----|
| Tabelle 3-22: | Vereinfachtes Modell für die obere Externe Bewehrung(konkav) Simplified model for upper external reinforcement element (concave) | 76 |
| Tabelle 3-23: | Materialeigenschaften Versuche RE und WL Material properties of RE and WL | 80 |
| Tabelle 3-24: | Bezeichnung der DMS bei Versuch RE Name of the stress gauges of RE | 82 |
| Tabelle 3-25: | Spannungen und Kraft in der vertikalen Bewehrung (RE) Stresses and forces in vertical reinforcement (RE)..... | 95 |
| Tabelle 3-26: | Spannungen und Kräfte in der vertikalen Bewehrung (WL) Stresses and forces in vertical reinforcement (WL)..... | 95 |
| Tabelle 3-27: | Berechnung der Biegemomentverteilung des zusammengesetzten Querschnitts Calculation of the bending moment distribution on the composite cross section | 97 |
| Tabelle 3-28: | Drei mechanische Modelle zur Beschreibung des Pull-Out-Effektes Three mechanical models of the pull out effect in frame structure..... | 102 |
| Tabelle 3-29: | Vergleich der Pull-Out-Kräfte in den drei mechanischen Modellen Comparison of the pull out forces in three mechanical models..... | 102 |
| Tabelle 3-30: | Vergleich der Pull-Out-Kräfte für Modell 1 Comparison of the pull out force of Model 1 | 103 |
| Tabelle 3-31: | Wichtige Größe für das Modell des elastisch gebetteten Balkens Important parameters for model of beam on elastic foundation..... | 107 |
| Tabelle 3-32: | Berechnung von Bettungsziffer C in zwei Situationen Calculation of C in two situations | 108 |
| Tabelle 3-33: | Vergleich von $F_{PO,Dübel}$ bei verschiedenen C Comparison of the $F_{PO,Dübel}$ by different value of C..... | 112 |
| Tabelle 3-34: | Kräfte in den Bewehrungsstäben (Versuch 1) Forces in vertical reinforcement (PuT1)..... | 122 |
| Tabelle 3-35: | Kräfte in den Bewehrungsstäben (Versuch 2) Forces in vertical reinforcement (PuT2)..... | 122 |
| Tabelle 3-36: | Übersicht über das Versuchsprogramm (statische Abscherversuche) Overview about test program (static push-out tests)..... | 128 |
| Tabelle 3-37: | Verankerungslänge $l_{b,min}$ in Abhängigkeit des Bewehrungsdurchmessers und der Betongfestigkeit Anchorage length $l_{b,min}$ in dependence of the reinforcement diameter and concrete strength | 130 |
| Tabelle 3-38: | Vorspannkkräfte und Rissbreiten der statischen Abscherversuche Pre-loads and crack widths of static tests | 137 |
| Tabelle 3-39: | Ermittlung der maximalen Auszugsbeanspruchung von POT-07 Determination of the maximum pull-out stress of POT-07 | 140 |
| Tabelle 3-40: | Ermittlung der maximalen Auszugsbeanspruchung von POT-08 Determination of the maximum pull-out stress of POT-08..... | 141 |
| Tabelle 3-41: | Ermittlung der maximalen Auszugsbeanspruchung von POT-09 Determination of the maximum pull-out stress of POT-09..... | 142 |
| Tabelle 3-42: | Ermittlung der maximalen Auszugsbeanspruchung von POT-10 Determination of the maximum pull-out stress of POT-10..... | 142 |
| Tabelle 4-1 | Materialkennwerte von RE/ WL Material properties of RE/WL..... | 150 |
| Tabelle 4-2: | Berechnung der Biegemomente und der Querkräfte für den Versuchsträger Calculation of bending moment and shear force for continuous beam | 155 |

| | |
|--|-----|
| Tabelle 4-3: Durchlaufträger test (DLT) Continuous beam test (DLT)..... | 156 |
| Tabelle 4-4: Spannungsschwingbreite am Dübel (Pos. 24°), unteres Bewehrungselement (DLT3) stress range of steel dowel (pos. 24°) in lower external reinforcement (DLT3)..... | 167 |
| Tabelle 4-5: Spannungsschwingbreite Dübel (Pos. 24°) oberes Bewehrungselement (DLT3) stress range of steel dowel (pos. 24°) in upper external reinforcement (DLT3) | 168 |
| Tabelle 4-6: Übersicht über das Versuchsprogramm (zyklische Abscherversuche) Overview about test program (cyclic push-out tests) | 173 |
| Tabelle 4-7: Gemessene Spannungsschwingbreite an den DMS der Vorbelastungen (POT-10) Measured stress range at strain gauges position in pre-tests | 177 |
| Tabelle 4-8: Vorspannkräfte und Rissbreiten der zyklischen Abscherversuche Preloads and crack widths of cyclic tests..... | 181 |
| Tabelle 5-1: Rechnerische Materialkennwerte für Beton C50/60 Nominal material properties of concrete C50/60 | 190 |
| Tabelle 5-2: Gewählte Sofistik-Eingabeparameter für Beton nach dem Materialgesetz von Lade | 192 |
| Tabelle C-1: Spannungsverteilung am Dübel (Pos. 24°) im Verankerungsbereich (RE rechts) Stress distribution on steel dowel (pos. 24°) of anchorage area (RE right)..... | 286 |
| Tabelle C-2: Spannungsverteilung am Dübel (Pos. 24°) im Verankerungsbereich (RE links) Stress distribution on steel dowel (pos. 24°) of anchorage area (RE left)..... | 287 |
| Tabelle C-3: Spannungsverteilung am Dübel (Pos. 24°) im Verankerungsbereich (WL rechts) Stress distribution on steel dowel (pos. 24°) of anchorage area (WL right) | 287 |
| Tabelle C-4: Spannungsverteilung am Dübel (Pos. 24°) im Verankerungsbereich (WL links) Stress distribution on steel dowel (pos. 24°) of anchorage area (WL left) | 287 |
| Tabelle C-5: Gemessener Schlupf entlang Verankerungsbereich (RE links) Measured slips along the anchorage length(RE left) | 287 |
| Tabelle C-6: Gemessener Schlupf entlang Verankerungsbereich (RE rechts) Measured slips along the anchorage length(RE right) | 288 |
| Tabelle C-7: Gemessener Schlupf entlang Verankerungsbereich (WL links) Measured slips along the anchorage length(WL left) | 288 |
| Tabelle C-8: Gemessener Schlupf entlang Verankerungsbereich (WL rechts) Measured slips along the anchorage length(WL right)..... | 288 |
| Tabelle D-1: Spannungsschwingbreite externes Bewehrungselement außen (DLT1) Stress range outside of the external reinforcement (DLT1)..... | 292 |
| Tabelle D-2: Wichtige Ergebnisse der Verformungsmessungen (DLT1) Important results of deformation measurement (DLT1) | 292 |
| Tabelle D-3: Spannungsschwingbreite am Dübel CQ1 und CQ2 (DLT2) Stress range of steel dowel CQ1 and CQ2 (DLT2)..... | 293 |
| Tabelle D-4: Spannungsschwingbreite am Dübel CQ4 und CQ6 (DLT2) Stress range of steel dowel CQ4 and CQ6 (DLT2)..... | 293 |
| Tabelle D-5: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ2 und AQ4 (DLT2) Stress range of steel dowel AQ2 and AQ4 (DLT2)..... | 293 |
| Tabelle D-6: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ6 und AQ8 (DLT2) Stress range of steel dowel AQ6 and AQ8 (DLT2)..... | 293 |
| Tabelle D-7: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ10 und AQ11 (DLT2) Stress range of steel dowel AQ10 and AQ11 (DLT2)..... | 294 |

Tabelle D-8: Verformungsschwingbreite am (DLT2) Deformation range of steel dowel (DLT2) 294

Tabelle D-9: Spannungsschwingbreite am Dübel (Pos. 24°) unteres Bewehrungselement (DLT2) Stress range of steel dowel (pos. 24°) in lower external reinforcement (DLT2) 294

Tabelle D-10: Spannungsschwingbreite am Dübel (Pos. 24°) oberes Bewehrungselement (DLT2) Stress range of steel dowel (pos. 24°) in upper external reinforcement (DLT2)..... 295

Tabelle D-11: Spannungsschwingbreite am Dübel CQ1 und CQ2 (DLT3) Stress range of steel dowel CQ1 and CQ2 (DLT3) 295

Tabelle D-12: Spannungsschwingbreite am Dübel CQ4 und CQ6 (DLT3) Stress range of steel dowel CQ4 and CQ6 (DLT3) 295

Tabelle D-13: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ2 und AQ4 (DLT3) Stress range of steel dowel AQ2 and AQ4 (DLT3)..... 296

Tabelle D-14: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ6 und AQ8 (DLT3) Stress range of steel dowel AQ6 and AQ8 (DLT3)..... 296

Tabelle D-15: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ10 und AQ11 (DLT3) Stress range of steel dowel AQ10 and AQ11 (DLT3)..... 296

Tabelle D-16: Wichtige Ergebnisse der Verformungsmessungen (DLT3) Important results of deformation measurement (DLT3) 297

Tabelle D-17: Spannungsschwingbreite am Dübel (Pos. 24°) untere Verbundleiste (DLT3) Stress range of steel dowel (pos. 24°) in lower external reinforcement (DLT3) 297

Tabelle D-18: Spannungsschwingbreite Dübel (Pos. 24°) obere Verbundleiste (DLT3) Stress range of steel dowel (pos. 24°) in upper external reinforcement (DLT3)..... 298

A Ergebnisse der Materialprüfung

Result of the material test

A.1 Prüfprotokoll der Betonprüfergebnisse (EFT_C50/60)

Result of the concrete material test (EFT_C50/60)

| | | | | | | |
|--|-------------------|---|------------|---|----------------------|--------------------|
|  | | Frisch- und Festbetonprüfung | | | Sorte Nr. 321 | |
| Firma, Werk <u>Fa. Xaver Schmid, MOD</u> Abnehmer <u>Fa. Xaver Schmid, MOD</u> Baustelle <u>Fertigteilwerk</u> Bauwerk, Bauteil <u>Meßriegel TU München</u> | | Erstprüfung <input type="checkbox"/> Konformitätsprüfung <input checked="" type="checkbox"/> Erhärtungsprüfung <input type="checkbox"/> | | | | |
| Probenentnahme | | | | Forderungen | | |
| Frischbetonprobe Nr. | I | II | III | C 50/60 | F 2 | w_{max} W/Z 0,42 |
| TB-Lieferschein Nr. | 186164 | 186164 | 186164 | Betonsorten-Nr. 321 Besondere Eigenschaften _____ Expositionsclassen <u>XF3 XD3 XA3</u> | | |
| Entnahmedatum | 31.10.13 | 31.10.13 | 31.10.2013 | Zement, Art <u>CEM I 42.5 R</u> Sieblinie und Grösstkorn <u>AB 16</u> Zusatzstoff, Art <u>Flugasche</u> Zusatzmittel, Art <u>Visco</u> Zusatzmittel, Dosierung <u>0,6% + -0,9 ltr./m³ im FTW</u> | | |
| Entnahmeort | Werk | FTW | FTW | Wasserzementwert (Darrversuch) Frischbetonprobe Nr. _____ Betongewicht feucht G ₁ g _____ Betongewicht trocken G ₂ g _____ Wassergewicht i. d. Probe W ₁ = G ₁ - G ₂ g _____ Gesamtwassergeh. W ₂ = 1000 x Rd.i.M. x W ₁ / G ₁ kg/m ³ _____ Kernfeuchtegeh. W _K ⁺ kg/m ³ _____ wirksamer Wassergeh. W ₃ = W ₂ - W _K kg/m ³ _____ Wasserzementwert W / Z _____ Bemerkungen: _____ Mischanlage = 370 _____ Wagner Unterschrift _____ | | |
| Lufttemperatur °C | 7" | | | Zementgehalt Z = 1000 x Z ₁ / V kg/m ³ _____ Frischbetonprüfung Betontemperatur °C _____ Konsistenzmaß a/v _____ Probekörperbezeichnung _____ Verdichtungsdauer s _____ Gewicht Form + Beton g _____ Gewicht Form g _____ Gewicht Beton g _____ Volumen der Form cm ³ _____ Rohdichte g/cm ³ _____ Rohdichte i. M. g/cm ³ _____ Luftporen Vol.: _____ | | |
| Zuschlag <input checked="" type="checkbox"/> feucht <input type="checkbox"/> trocken | kg | 1849 | | Zement Z ₁ kg 410 Zugabewasser <input type="checkbox"/> dm ³ 177 Gesamtwasser <input checked="" type="checkbox"/> dm ³ 177 Gewicht d. Mischung G kg 2466 Volumen d. Mischung V = G / Rd.i.M. dm ³ 990 | | |
| Zusatzstoff | kg | 30 | | Zement, Art <u>CEM I 42.5 R</u> Sieblinie und Grösstkorn <u>AB 16</u> Zusatzstoff, Art <u>Flugasche</u> Zusatzmittel, Art <u>Visco</u> Zusatzmittel, Dosierung <u>0,6% + -0,9 ltr./m³ im FTW</u> | | |
| Zement Z ₁ | kg | 410 | | Wasserzementwert (Darrversuch) Frischbetonprobe Nr. _____ Betongewicht feucht G ₁ g _____ Betongewicht trocken G ₂ g _____ Wassergewicht i. d. Probe W ₁ = G ₁ - G ₂ g _____ Gesamtwassergeh. W ₂ = 1000 x Rd.i.M. x W ₁ / G ₁ kg/m ³ _____ Kernfeuchtegeh. W _K ⁺ kg/m ³ _____ wirksamer Wassergeh. W ₃ = W ₂ - W _K kg/m ³ _____ Wasserzementwert W / Z _____ Bemerkungen: _____ Mischanlage = 370 _____ Wagner Unterschrift _____ | | |
| Zugabewasser | dm ³ | 177 | | Zementgehalt Z = 1000 x Z ₁ / V kg/m ³ _____ Frischbetonprüfung Betontemperatur °C _____ Konsistenzmaß a/v _____ Probekörperbezeichnung _____ Verdichtungsdauer s _____ Gewicht Form + Beton g _____ Gewicht Form g _____ Gewicht Beton g _____ Volumen der Form cm ³ _____ Rohdichte g/cm ³ _____ Rohdichte i. M. g/cm ³ _____ Luftporen Vol.: _____ | | |
| Gesamtwasser | dm ³ | 177 | | Zement, Art <u>CEM I 42.5 R</u> Sieblinie und Grösstkorn <u>AB 16</u> Zusatzstoff, Art <u>Flugasche</u> Zusatzmittel, Art <u>Visco</u> Zusatzmittel, Dosierung <u>0,6% + -0,9 ltr./m³ im FTW</u> | | |
| Gewicht d. Mischung G | kg | 2466 | | Wasserzementwert (Darrversuch) Frischbetonprobe Nr. _____ Betongewicht feucht G ₁ g _____ Betongewicht trocken G ₂ g _____ Wassergewicht i. d. Probe W ₁ = G ₁ - G ₂ g _____ Gesamtwassergeh. W ₂ = 1000 x Rd.i.M. x W ₁ / G ₁ kg/m ³ _____ Kernfeuchtegeh. W _K ⁺ kg/m ³ _____ wirksamer Wassergeh. W ₃ = W ₂ - W _K kg/m ³ _____ Wasserzementwert W / Z _____ Bemerkungen: _____ Mischanlage = 370 _____ Wagner Unterschrift _____ | | |
| Volumen d. Mischung V = G / Rd.i.M. | dm ³ | 990 | | Zementgehalt Z = 1000 x Z ₁ / V kg/m ³ _____ Frischbetonprüfung Betontemperatur °C _____ Konsistenzmaß a/v _____ Probekörperbezeichnung _____ Verdichtungsdauer s _____ Gewicht Form + Beton g _____ Gewicht Form g _____ Gewicht Beton g _____ Volumen der Form cm ³ _____ Rohdichte g/cm ³ _____ Rohdichte i. M. g/cm ³ _____ Luftporen Vol.: _____ | | |
| Zementgehalt Z = 1000 x Z ₁ / V | kg/m ³ | 414 | | Zement, Art <u>CEM I 42.5 R</u> Sieblinie und Grösstkorn <u>AB 16</u> Zusatzstoff, Art <u>Flugasche</u> Zusatzmittel, Art <u>Visco</u> Zusatzmittel, Dosierung <u>0,6% + -0,9 ltr./m³ im FTW</u> | | |

Festbetonprüfung

| Prüfung nach DIN EN 206-1 a. Druckfestigkeit <input checked="" type="checkbox"/> ; Biegezugfestigkeit <input type="checkbox"/> ; Wasserundurchlässigkeit <input type="checkbox"/> | | | | | | | | | | | | |
|---|----------|------------|-------------------|-------|--------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------|--|----------------------------|-----------------------------------|
| Proben-bez. | Prüftag | Alter Tage | Abmessungen in mm | | | Gewicht g | Druckfl mm ² | Volumen cm ³ | Bruchlast kN | Rohd. g/cm ³ | Festigk. N/mm ² | Festigk. N/mm ² x 0,92 |
| I | 28.11.13 | 28 | Höhe | Länge | Breite | | | | | | | |
| II | 07.11.13 | 7 | 150 | 150 | 150 | 8382 | 22500 | 3375 | 1620 | 2,48 | 72,0 | 66,2 |
| III | 28.11.13 | 28 | 150 | 150 | 150 | 8346 | 22500 | 3375 | 1325 | 2,47 | 58,9 | 55,9 |
| | | | 150 | 150 | 150 | 8418 | 22500 | 3375 | 1620 | 2,49 | 72,0 | 66,2 |
| Bemerkungen (Lagerung, Zustand d. Proben): _____ | | | | | | | | | Mittel: _____ | | | |
| | | | | | | | | | | 28.11.2013 Wagner <small>Datum Unterschrift</small> | | |

A.2 Prüfprotokoll der Betonprüfergebnisse (WL/RE_C40/50) Result of the concrete material test (WL/RE_C40/50)

| | | | | | | |
|---|---|---|-------------------------------------|--|-------------------|--------------|
| Frisch- und Festbetonprüfung | | Sorte Nr. 311 | | | | |
| Firma, Werk <u>Fa. Xaver Schmid, MOD</u> | | Erstprüfung <input type="checkbox"/> | | | | |
| Abnehmer <u>Fa. Xaver Schmid, MOD</u> | | Konformitätsprüfung <input checked="" type="checkbox"/> | | | | |
| Baustelle <u>Fertigteilverk</u> | | Erhärtungsprüfung <input type="checkbox"/> | | | | |
| Bauwerk, Bauteil _____ | | | | | | |
| Probenentnahme 09:43 A | | | | | | |
| Frischbetonprobe Nr. | I | II | III | Forderungen | | |
| TB-Lieferschein Nr. | 186252 | 186252 | 186252 | C 40/50 | F 2 | max W/Z 0,48 |
| Entnahmedatum | 06.11.13 | 06.11.13 | 06.11.2013 | Betonarten-Nr. 311 | | |
| Entnahmeort | Werk | Werk | FTW | Besondere Eigenschaften _____ | | |
| Lufttemperatur °C | 7" | | | Expositionsklassen <u>XF3 XD3 XA3</u> | | |
| Zuschlag <input checked="" type="checkbox"/> feucht <input type="checkbox"/> trocken | kg | 1863 | | Zement, Art <u>CEM I 42.5 R</u> | | |
| Zusatzstoff | kg | 30 | | Sieblinie und Grösstkorn <u>AB 16</u> | | |
| Zement Z ₁ | kg | 370 | | Zusatzstoff, Art <u>Flugasche</u> | | |
| Zugabewasser | <input type="checkbox"/> dm ³ | 183 | | Zusatzmittel, Art <u>Visco</u> | | |
| Gesamtwasser | <input checked="" type="checkbox"/> dm ³ | | | Zusatzmittel, Dosierung <u>0,55%</u> | | |
| Gewicht d. Mischung G | kg | 2446 | | Wasserzementwert (Darrversuch) | | |
| Volumen d. Mischung V = G / Rd.i.M. | dm ³ | 982 | | Frischbetonprobe Nr. | I | |
| Zementgehalt Z = 1000 x Z ₁ / V | kg/m ³ | 377 | | Betongewicht feucht G ₁ | g | 4971 |
| Frischbetonprüfung A | | | Betongewicht trocken G ₂ | g | 4637 | |
| Betontemperatur °C | 18" | | 16° | Wassergewicht i. d. Probe W ₁ = G ₁ - G ₂ | g | 334 |
| Konsistenzmaß a/v | 39,5 | | | Gesamtwassergeh. W ₂ = 1000 x Rd.i.M. x W ₁ / G ₁ | kg/m ³ | 168 |
| Probekörperbezeichnung | I | II | III | Kernfeuchtegeh. W _K [*] | kg/m ³ | |
| Verdichtungsdauer s | 15 | 15 | 15 | wirksamer Wassergeh. W ₃ = W ₂ - W _K | kg/m ³ | |
| Gewicht Form + Beton | g | | | Wasserzementwert W / Z | | 0,43 |
| Gewicht Form | g | | | Bemerkungen: Mischanlage a = 374 | | |
| Gewicht Beton | g | 8403 | 8473 | Wü IV -B FTW- 8442 g | | |
| Volumen der Form | cm ³ | 3.375 | 3.375 | 2,497 g/cm ³ | | |
| Rohdichte | g/cm ³ | 2,49 | 2,51 | <u>Wagner</u> Unterschrift | | |
| Rohdichte i. M. | g/cm ³ | | | | | |
| Luftporen | Vol.: | | | | | |

Festbetonprüfung

| Prüfung nach DIN EN 206-1 a. Druckfestigkeit <input checked="" type="checkbox"/> ; Biegezugfestigkeit <input type="checkbox"/> ; Wasserundurchlässigkeit <input type="checkbox"/> | | | | | | | | | | | | |
|---|----------|------------|-------------------|-----|-----|-----------|-------------------------|-------------------------|--------------------------------|-------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Proben-bez. | Prüftag | Alter Tage | Abmessungen in mm | | | Gewicht g | Druckfl mm ² | Volumen cm ³ | Bruchlast kN | Rohd. g/cm ³ | Festigk. N/mm ² | Festigk. N/mm ² x 0,92 |
| I | 15.11.13 | 9 | 150 | 150 | 150 | 8420 | 22500 | 3375 | 1380 | 2,49 | 61,3 | 56,4 |
| II | 04.12.13 | 28 | 150 | 150 | 150 | 8453 | 22500 | 3375 | 1420 | 2,50 | 63,1 | 58,1 |
| III | 20.11.13 | 14 | 150 | 150 | 150 | 8496 | 22500 | 3375 | 1545 | 2,52 | 68,7 | 63,2 |
| IV | 04.12.13 | 28 | 150 | 150 | 150 | 8433 | 22500 | 3375 | 1680 | 2,50 | 74,7 | 68,7 |
| Bemerkungen (Lagerung, Zustand d. Proben): Wü I - naß | | | | | | | | | Mittel: | | | |
| | | | | | | | | | Datum _____ Unterschrift _____ | | | |

A.3 Prüfprotokoll der Betonprüfergebnisse (DLT_C50/60) Result of the concrete material test (DLT_C50/60)

| | | |
|--|--|---|
| Frisch- und Festbetonprüfung | | Sorte Nr. 321 |
| Firma, Werk <u>Fa. Xaver Schmid, MOD</u> | | Erstprüfung <input type="checkbox"/> |
| Abnehmer <u>Fa. Xaver Schmid, MOD</u> | | Konformitätsprüfung <input checked="" type="checkbox"/> |
| Baustelle <u>Fertigteilerwerk</u> | | Erhärtungsprüfung <input type="checkbox"/> |
| Bauwerk, Bauteil <u>Meßriegel TU München</u> | | |
| Probenentnahme | | |
| Frischbetonprobe Nr. | I | II |
| TB-Lieferschein Nr. | 186235 | 186235 |
| Entnahmedatum | 05.11.13 | 05.11.13 |
| Entnahmeort | Werk | FTW |
| Lufttemperatur °C | 8" | |
| Zuschlag <input checked="" type="checkbox"/> feucht <input type="checkbox"/> trocken | kg | 1849 |
| Zusatzstoff | kg | 30 |
| Zement Z ₁ | kg | 410 |
| Zugabewasser | dm ³ | 177 |
| Gesamtwasser <input checked="" type="checkbox"/> | | |
| Gewicht d. Mischung G | kg | 2466 |
| Volumen d. Mischung V = G / Rd.i.M. | dm ³ | 994 |
| Zementgehalt Z = 1000 x Z ₁ / V | kg/m ³ | 412 |
| Frischbetonprüfung | | |
| Betontemperatur °C | 20° | 17° |
| Konsistenzmaß a/v | 40,0 | |
| Probekörperbezeichnung | I | II |
| Verdichtungsdauer s | 15 | 15 |
| Gewicht Form + Beton g | | |
| Gewicht Form g | | |
| Gewicht Beton g | 8369 | 8357 |
| Volumen der Form cm ³ | 3.375 | 3.375 |
| Rohdichte g/cm ³ | 2,48 | 2,48 |
| Rohdichte i. M. g/cm ³ | | |
| Luftporen Vol.: | | |
| Forderungen | | |
| C 50/60 | F 2 | max W/Z 0,42 |
| Betonsorten-Nr. | 321 | |
| Besondere Eigenschaften | | |
| Expositionsklassen | XF3 XD3 XA3 | |
| Zement, Art | CEM I 42.5 R | |
| Sieblinie und Grösstkorn | AB 16 | |
| Zusatzstoff, Art | Flugasche | |
| Zusatzmittel, Art | Visco | |
| Zusatzmittel, Dosierung | 0,6% + ~0,9 ltr./m ³ im FTW | |
| Wasserzementwert (Darrversuch) | | |
| Frischbetonprobe Nr. | I | |
| Betongewicht feucht G ₁ | g | |
| Betongewicht trocken G ₂ | g | |
| Wassergewicht i. d. Probe W ₁ = G ₁ - G ₂ | g | |
| Gesamtwassergeh. W ₂ = 1000 x Rd.i.M. x W ₁ / G ₁ | kg/m ³ | |
| Kernfeuchtegeh. W _K | kg/m ³ | |
| wirksamer Wassergeh. W ₃ = W ₂ - W _K | kg/m ³ | |
| Wasserzementwert W / Z | | |
| Bemerkungen: Misanlage = 368 | | |
| | | <u>Wagner</u> Unterschrift |

Festbetonprüfung

| Prüfung nach DIN EN 206-1 a. Druckfestigkeit <input checked="" type="checkbox"/> ; Biegezugfestigkeit <input type="checkbox"/> ; Wasserundurchlässigkeit <input type="checkbox"/> | | | | | | | | | | | | |
|---|----------|------------|-------------------|-------|--------|-----------|-------------------------|-------------------------|--|-------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Proben-bez. | Prüf-tag | Alter Tage | Abmessungen in mm | | | Gewicht g | Druckfl mm ² | Volumen cm ³ | Bruchlast kN | Rohd. g/cm ³ | Festigk. N/mm ² | Festigk. N/mm ² x 0,92 |
| I | 03.12.13 | 28 | Höhe | Länge | Breite | 8352 | 22500 | 3375 | 1615 | 2,47 | 71,8 | 66,0 |
| II | 03.12.13 | 28 | 150 | 150 | 150 | 8351 | 22500 | 3375 | 1700 | 2,47 | 75,6 | 69,5 |
| Bemerkungen (Lagerung, Zustand d. Proben): | | | | | | | | | Mittel: | | | |
| | | | | | | | | | 03.12.2013 <u>Wagner</u> Datum Unterschrift | | | |

A.4 Prüfprotokoll der Betonprüfergebnisse (PuT_C50/60) Result of the concrete material test (PuT_C50/60)

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN
MATERIALPRÜFUNGSAMT FÜR DAS BAUWESEN

Auftraggeber: Stahlbau (T-Träger)

Arbeitsblatt Prüfung von Betonwürfel auf Druckfestigkeit

Anzahl der Proben: _____

Art der Proben: _____

Sonstiges: _____

Zustand der Proben bei Annahme: _____

(Beschädigungen, geschliffen, ect.)

| |
|-------------------|
| Labor-Nr. |
| Datum der Annahme |
| Festigkeitsklasse |

| Nr | Bezeichnung der Proben | Datum der Herstellung | Gewicht [kg] | Höhe (h) [mm] | Länge (l) [mm] | Breite (b) [mm] | Rohdichte [kg/m³] | Höchstkraft [kN] | Festigkeit [N/mm²] | Datum der Prüfung | Prüfaller in Tagen | geschliffen | abgeglichen | Bruchtyp | Anmerkungen |
|----|------------------------|-----------------------|--------------|---------------|----------------|-----------------|-------------------|------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------|-------------|----------|-------------|
| 1 | | 26.2.14 | 8,33 | 150 | 151 | 150 | 2452 | 1594,1 | 70,4 | 11.4.14 | | | | | |
| 2 | | " | 8,37 | 150 | 152 | 150 | 2447 | 1557,5 | 68,3 | " | | | | | |
| 3 | | " | 8,33 | 150 | 151 | 150 | 2452 | 1599,1 | 70,6 | " | | | | | |
| 4 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | Mittel | 69,8 | | | | | | |

Lagerung der Proben im MPA BAU in Wasser bis Prüfbeginn in Wasser bis _____, dann trocken bis Prüfbeginn (DIN 1048 Teil 5:1991-06)

Abgleichverfahren Schleifen maschinell manuell Abgleichen mit _____

Die zulässigen Abweichungen wurden geprüft und eingehalten, außer:

Maße h, l, b, d

oberen Fläche und der Grundfläche

Abweichung der Höhe (Zylinder)

Abweichungen vom genormten Prüfverfahren:

Nr. _____ Ebeneheit der Lasteintragungsflächen Nr. _____
Rechtwinkligkeit Nr. _____
Geradheitsabweichung Nr. _____

Für die Richtigkeit Unterschrift Betonprüfer

Erforderliche Normen: DIN EN 12390-1:2001-02, DIN EN 1290-2:2001-06, DIN EN 12390-7:2001-02, DIN EN 12390-3:2002-04

MPA TUM F 28/10-03/03-01

geprüft Unterschrift Sachbearbeiter

A.5 Prüfprotokoll der Stahlprüfergebnisse (S355 J2) Result of the steel material test (S355 J2)

MPA-BAU

Standardprotokoll

Stahllabor

Parametertabelle:

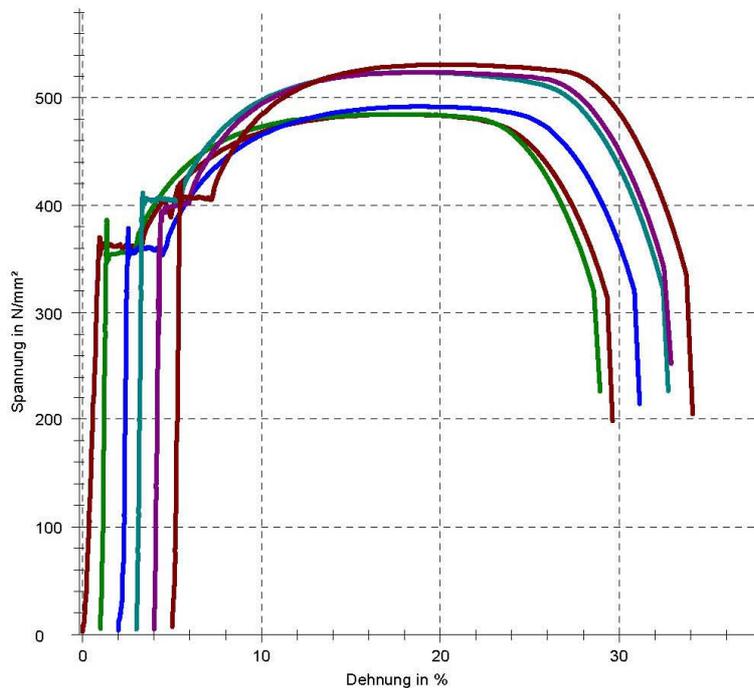
Kunde : Miniprobe
Prüfer : Dahler

Prüfnorm : DIN EN ISO 6892-1:2009-12
Material : S355 J2

Ergebnisse:

| Legende | Nr | Durchm. d0 mm | ReH N/mm ² | Rp 0,2 N/mm ² | Rm N/mm ² | Agt % | A-5 % | S0 mm ² | Stahlprofile |
|---------|----|------------------|--------------------------|-----------------------------|-------------------------|----------|----------|-----------------------|--------------|
| --- | 1 | 8,04 | 370,02 | 363,67 | 484,81 | 17,60 | 36,30 | 50,77 | HEM280 |
| --- | 2 | 8,05 | 386,16 | 353,33 | 484,91 | 16,18 | 33,30 | 50,90 | HEM280 |
| --- | 3 | 8,08 | 378,41 | 358,24 | 491,91 | 16,58 | 35,40 | 51,28 | HEM280 |
| --- | 4 | 8,06 | 411,41 | 406,57 | 523,83 | 15,39 | 36,20 | 51,02 | HEM320 |
| --- | 5 | 8,06 | 394,68 | 393,19 | 523,78 | 15,44 | 32,90 | 51,02 | HEM320 |
| --- | 6 | 8,04 | 420,96 | 407,89 | 530,93 | 15,34 | 32,85 | 50,77 | HEM320 |

Seriengrafik:



B Ergebnisse Einfeldträgerversuche Result of the single span beam tests

B.1 Bewehrungspläne Reinforcement plan

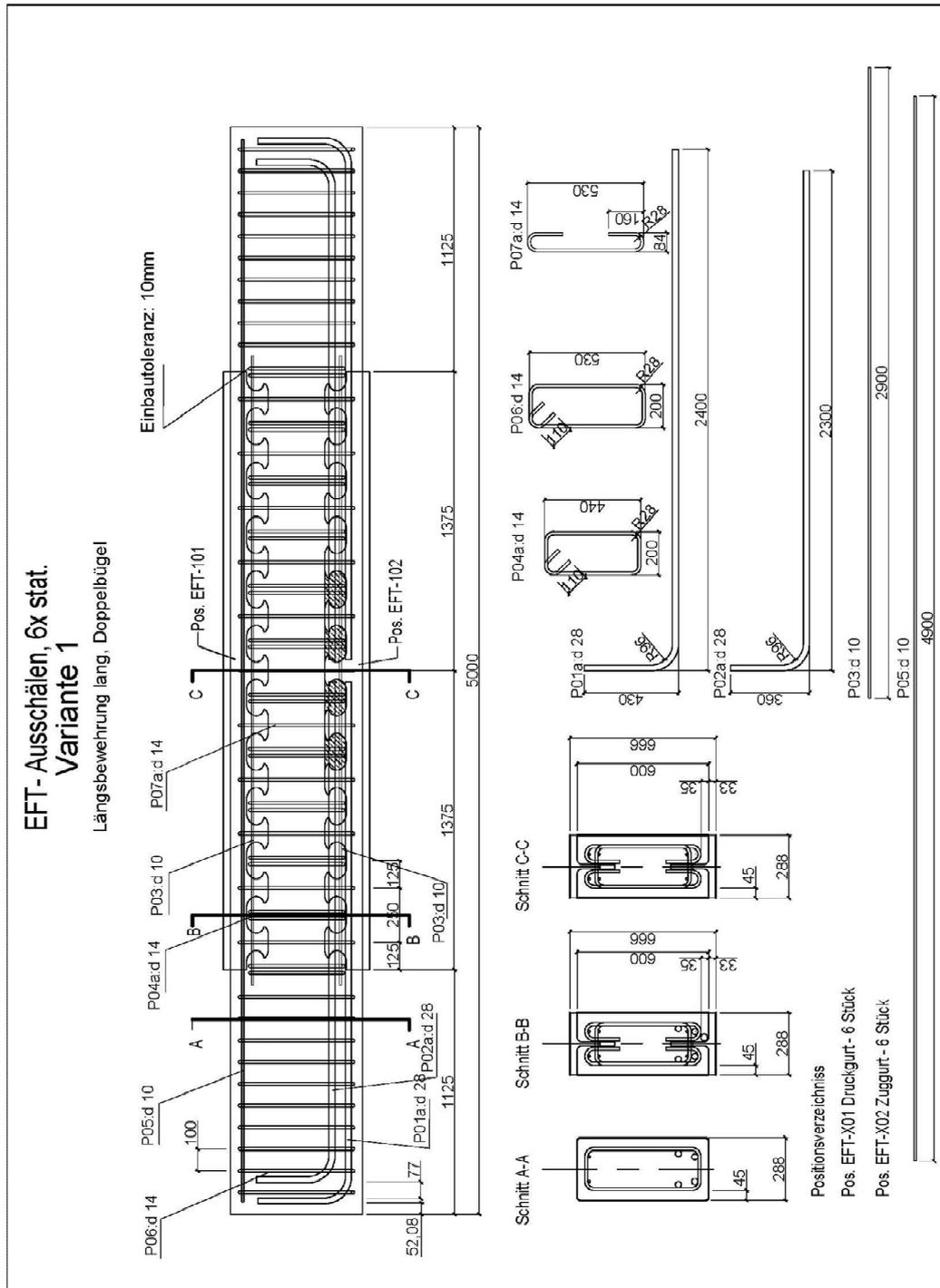
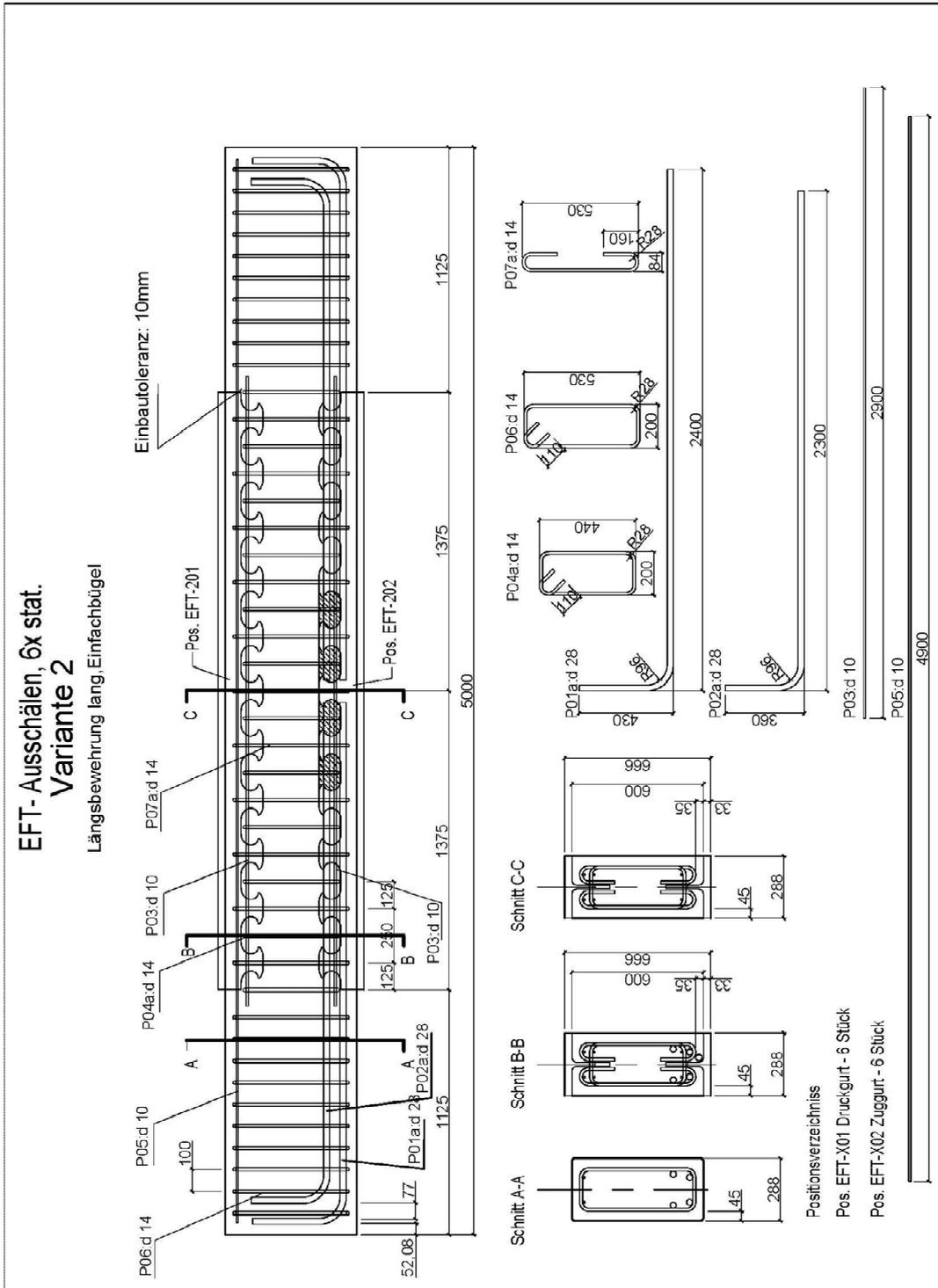
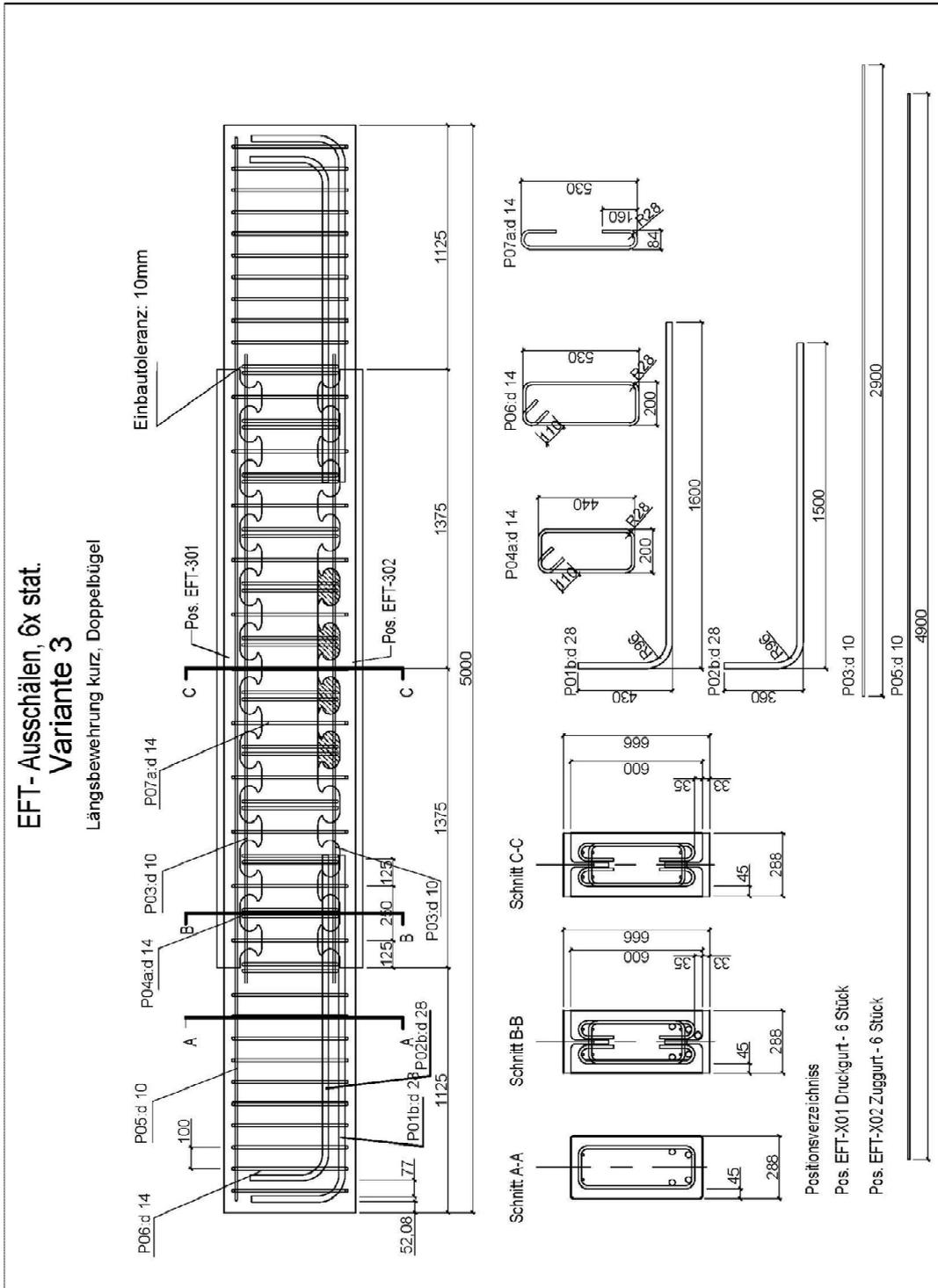


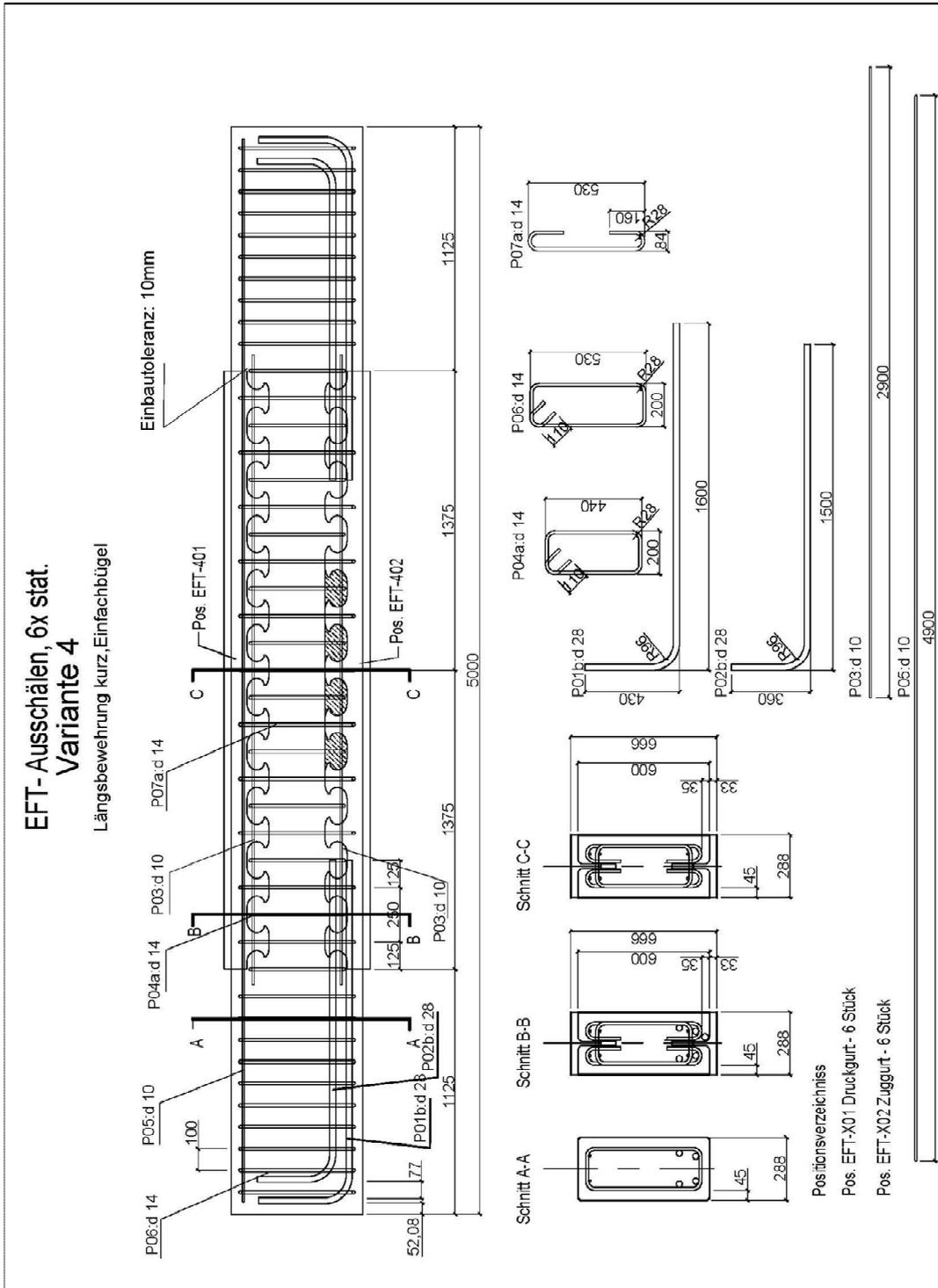
Abbildung B-1: Bewehrungspläne (EFT1)
Reinforcement plan (EFT1)



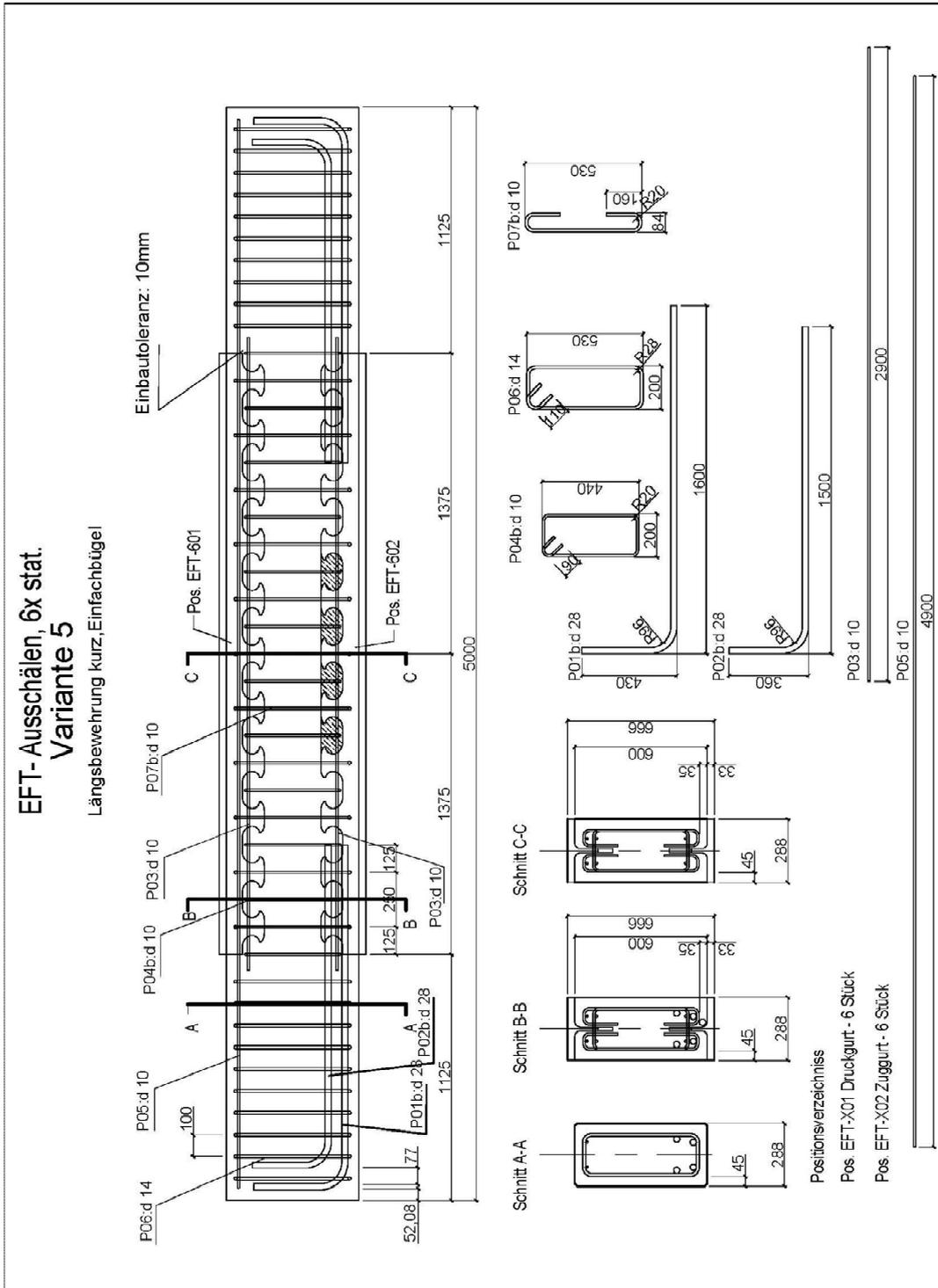
**Abbildung B-2: Bewehrungspläne (EFT2)
Reinforcement plan (EFT2)**



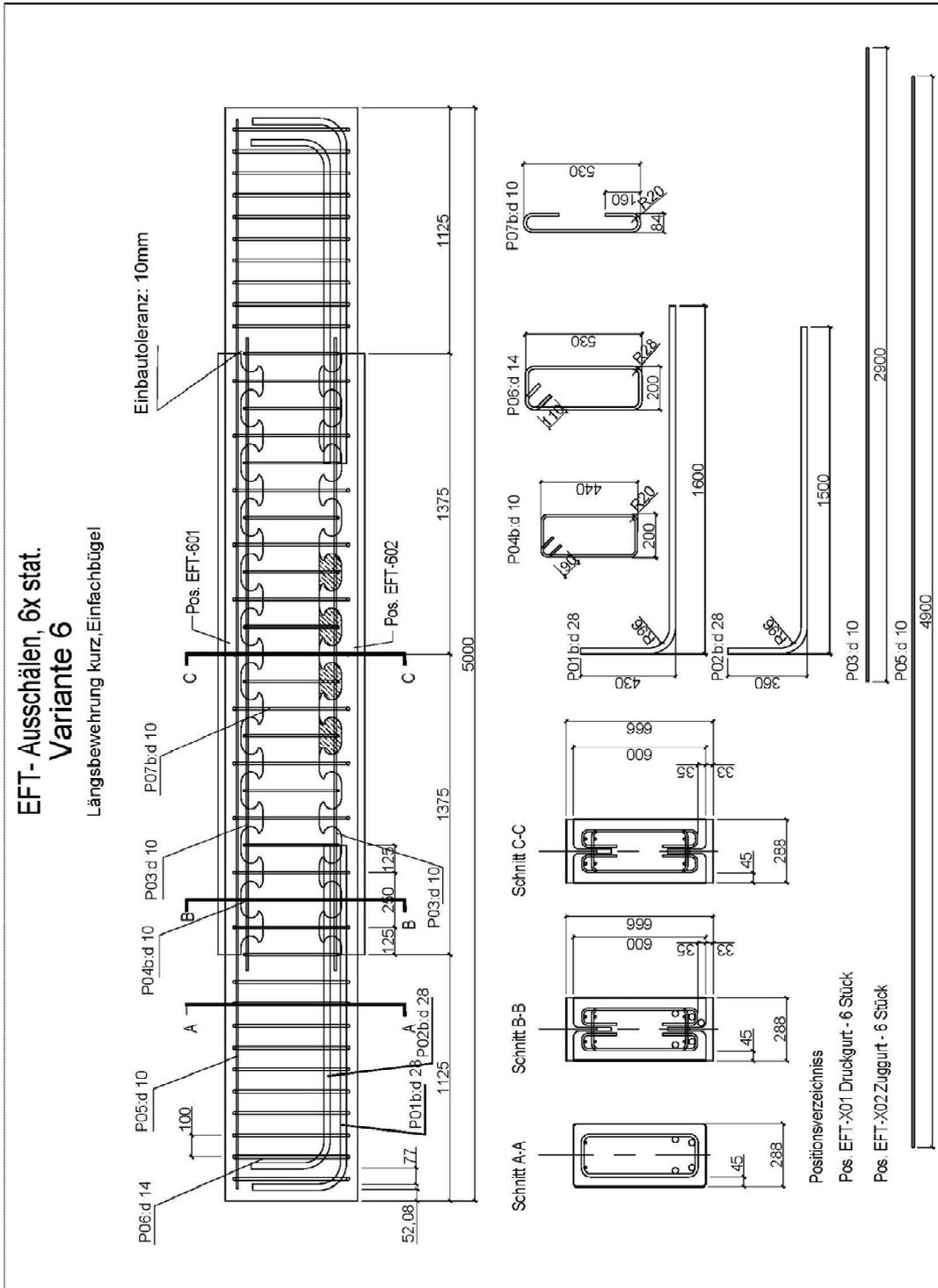
**Abbildung B-3: Bewehrungspläne (EFT3)
Reinforcement plan (EFT3)**



**Abbildung B-4: Bewehrungspläne (EFT4)
Reinforcement plan (EFT4)**



**Abbildung B-5: Bewehrungspläne (EFT5)
Reinforcement plan (EFT5)**



**Abbildung B-6: Bewehrungspläne (EFT6)
Reinforcement plan (EFT6)**

B.2 Messtechnik Measurement

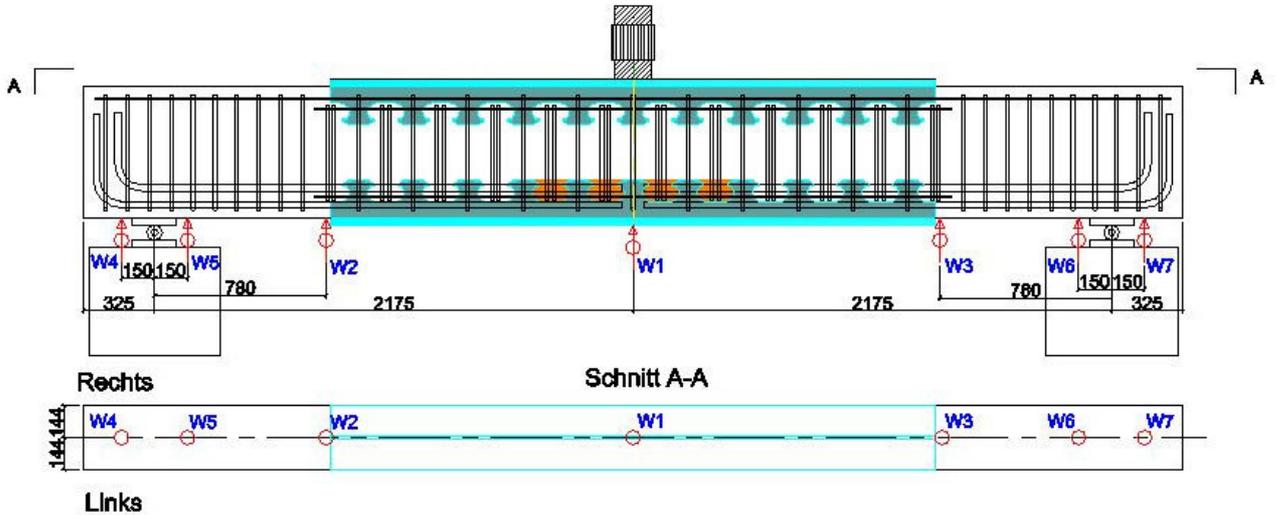


Abbildung B-7: Position und Nomenklatur der Wegaufnehmer für vertikale Verformungen
Location and name of LVDTs for vertical deformation

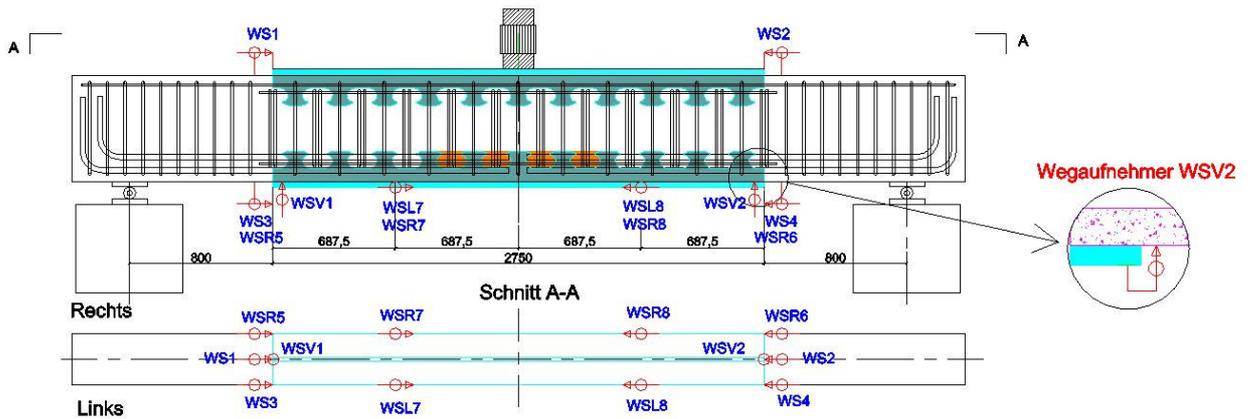


Abbildung B-8: Position und Nomenklatur der Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes
Location and name of LVDTs for slip

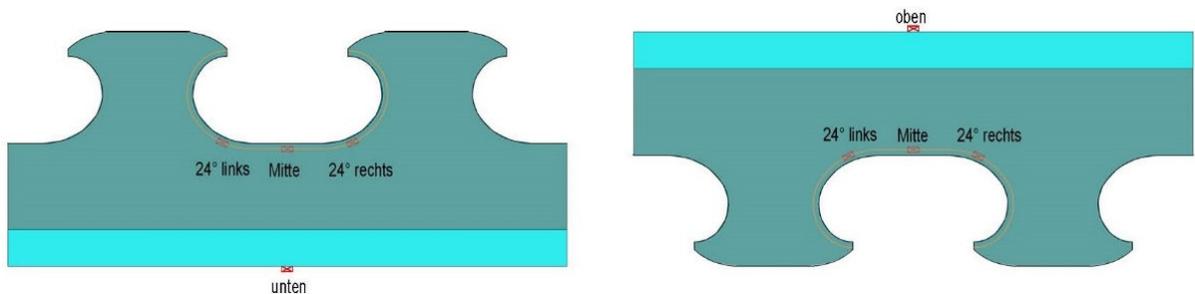


Abbildung B-9: Position der Dehnungsmessstreifen
Position of the strain gauges

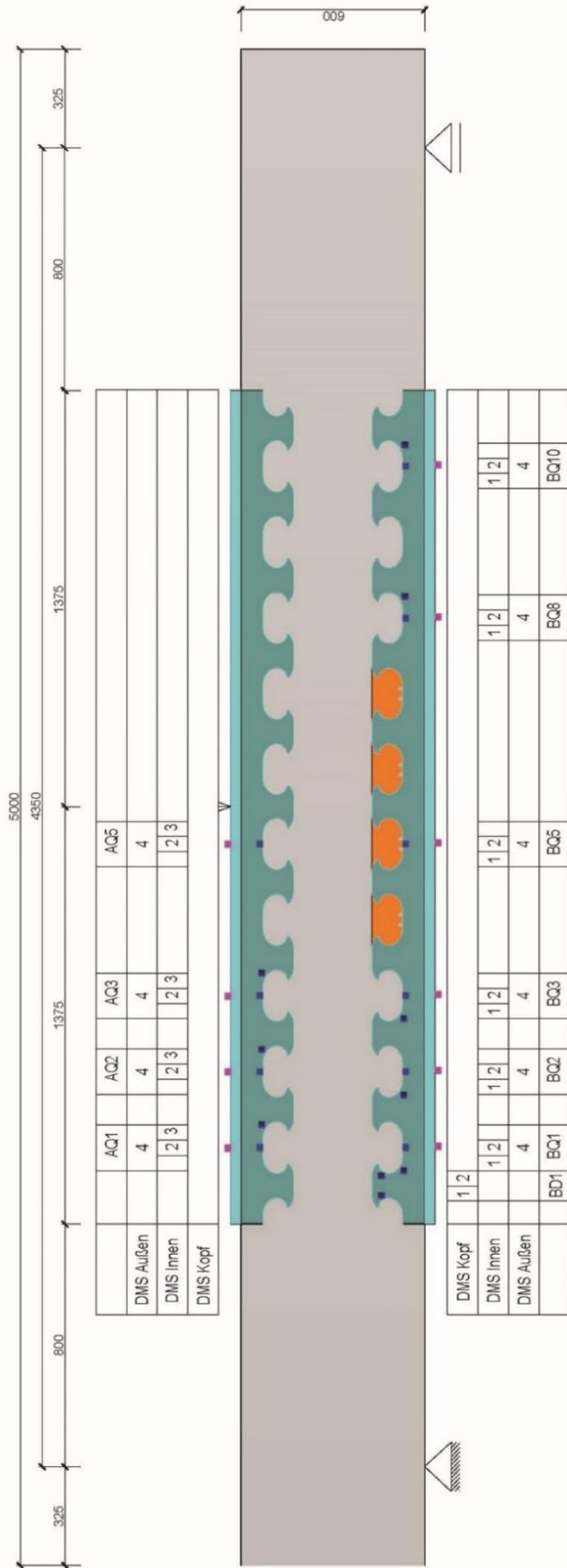


Abbildung B-11: Position und Nomenklatur der DMS (einfache Messeinrichtung)
 Location and name of strain gauges (simple instrumentation)

B.3 Ergebnisse der Messungen Results of measurement

B.3.1 EFT-1 EFT-1

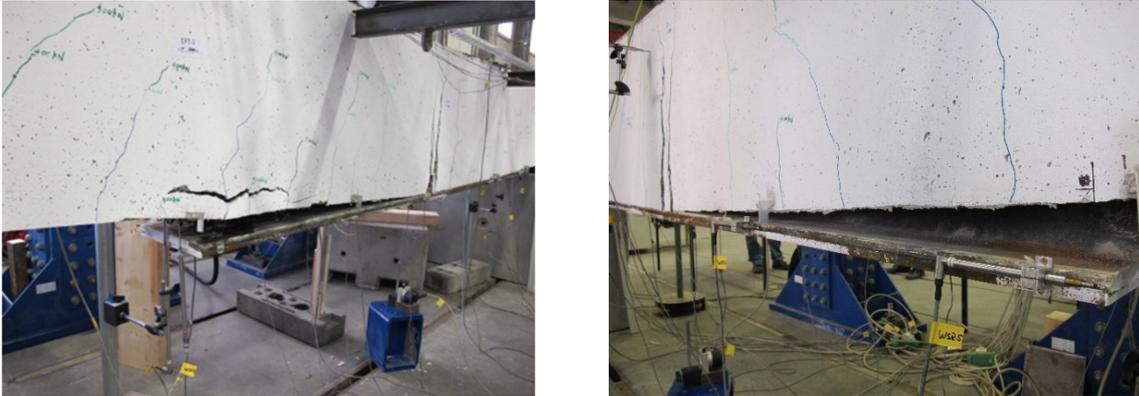


Abbildung B-12: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-1 (links: vorne Seit; rechts: hinten Seit)
Failure of pull out effect in EFT-1 (left: front side; right: back side)

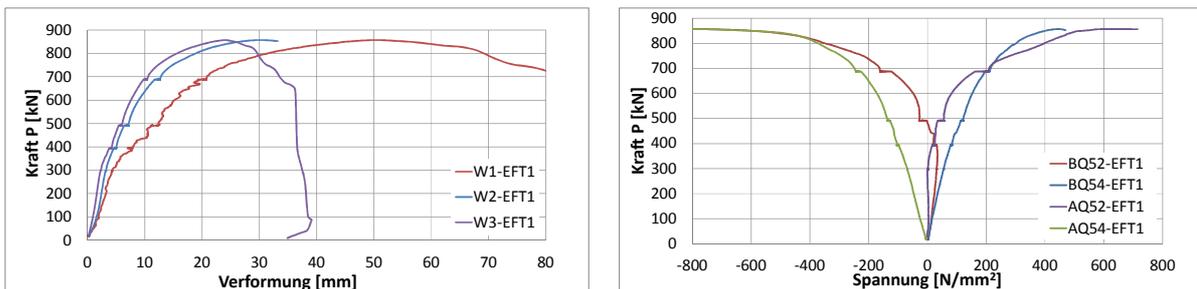


Abbildung B-13: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-1)
(le.) Vertical deformation (EFT-1)

Abbildung B-14: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-1)
(ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-1)

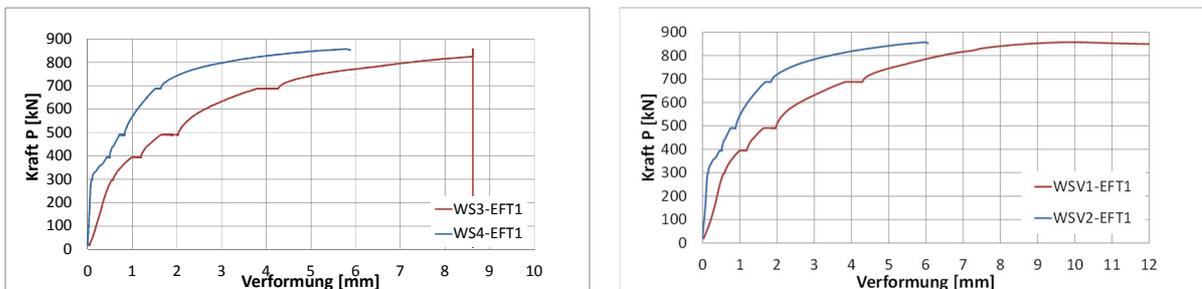


Abbildung B-15: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-1)
(le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-1)

Abbildung B-16: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-1)
(ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-1)

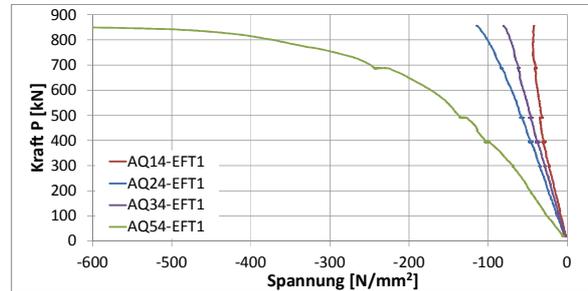
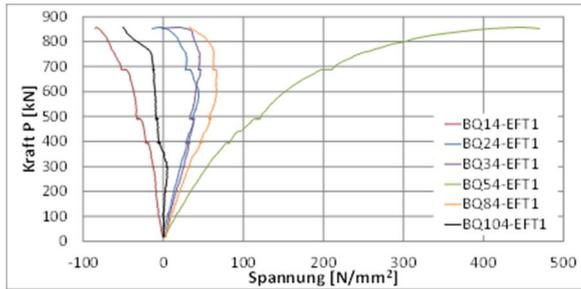


Abbildung B-17: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-1)
(le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-1)

Abbildung B-18: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-1)
(ri.) Stresses on top outside surface (EFT-1)

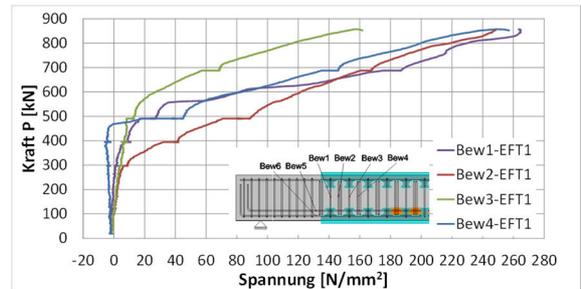
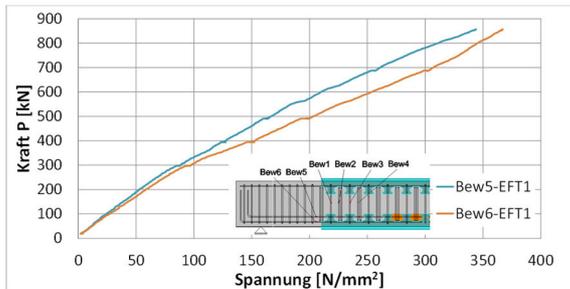


Abbildung B-19: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-1)
Detail stress distribution on reinforcements (EFT-1)

B.3.2 EFT-2 EFT-2



Abbildung B-20: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-2 (links: vorne Seit; rechts: hinten Seit)
Failure of pull out effect in EFT-2 (left: front side; right: back side)

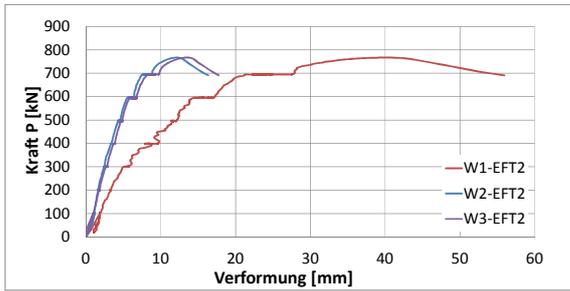


Abbildung B-21: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-2)
(le.) Vertical deformation (EFT-2)

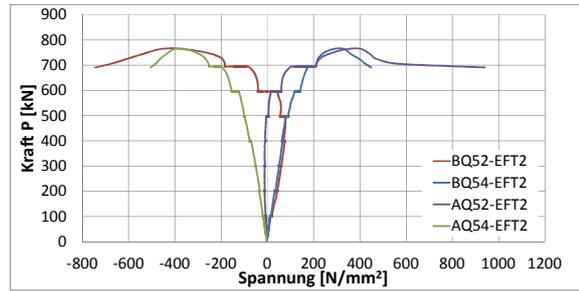


Abbildung B-22: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-2)
(ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-2)

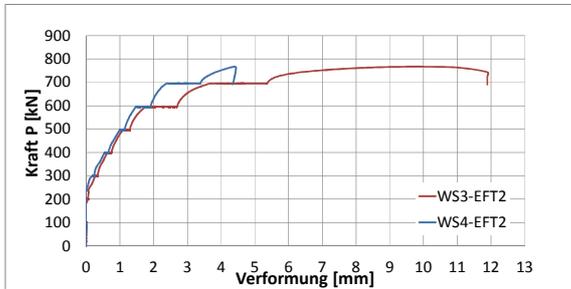


Abbildung B-23: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-2)
(le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-2)

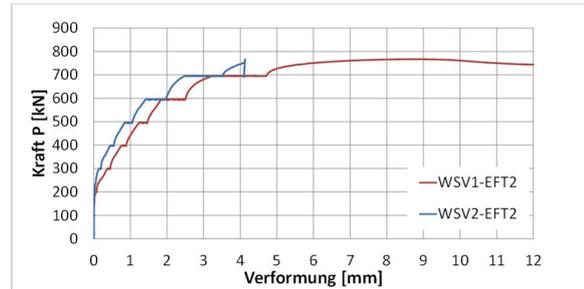


Abbildung B-24: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-2)
(ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-2)

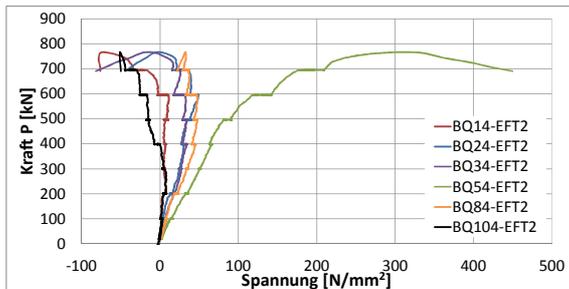


Abbildung B-25: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-2)
(le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-2)

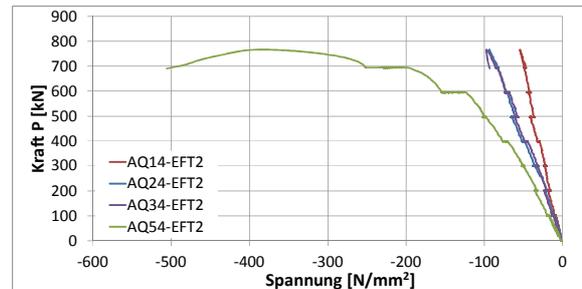


Abbildung B-26: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-2)
(ri.) Stresses on top outside surface (EFT-2)

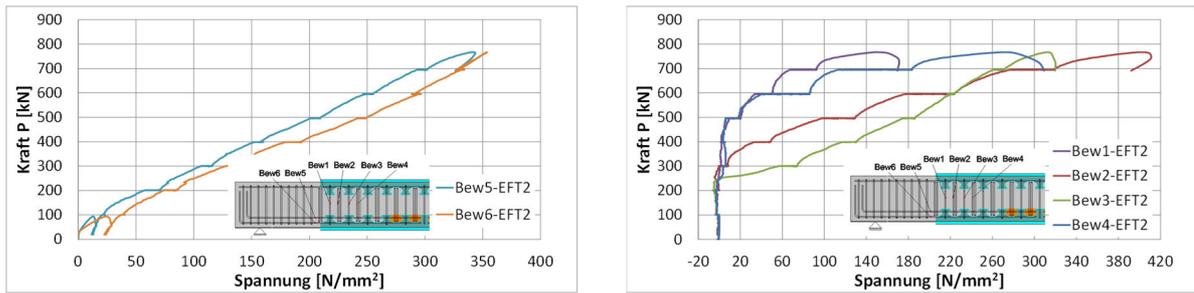


Abbildung B-27: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-2)
Detail stress distribution on reinforcements (EFT-2)

B.3.3 EFT-3 EFT-3



Abbildung B-28: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-3 (links: vorne Seit; rechts: hinten Seit)
Failure of pull out effect in EFT-3 (left: front side; right: back side)

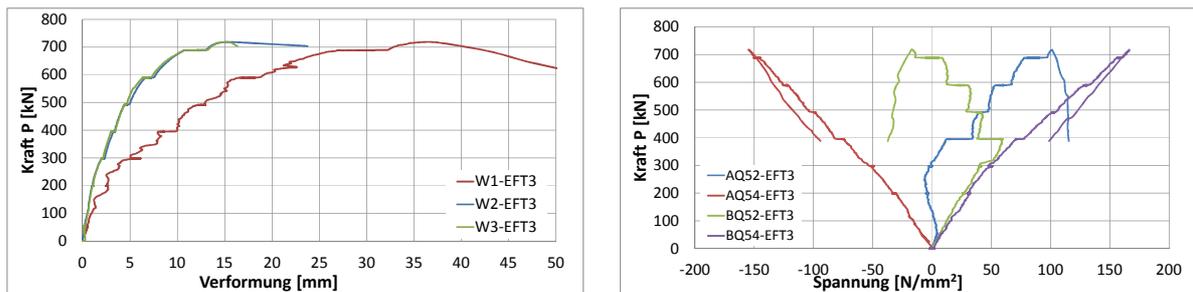


Abbildung B-29: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-3)
(le.) Vertical deformation (EFT-3)

Abbildung B-30: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-3)
(ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-3)

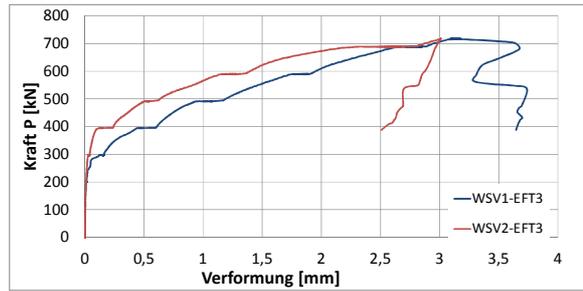
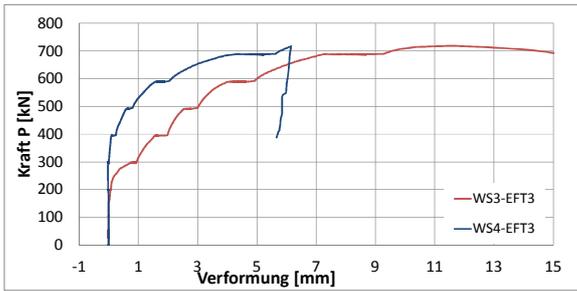


Abbildung B-31: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-3)
(le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-3)

Abbildung B-32: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-3)
(ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-3)

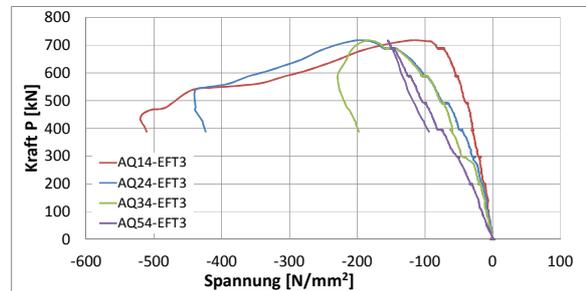
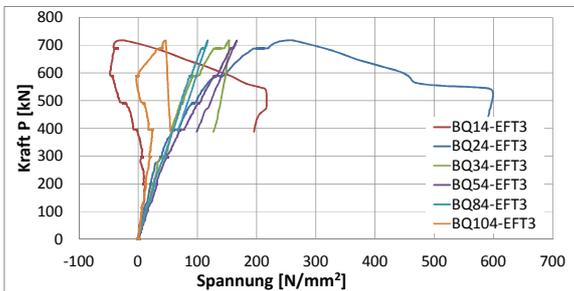


Abbildung B-33: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-3)
(le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-3)

Abbildung B-34: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-3)
(ri.) Stresses on top outside surface (EFT-3)

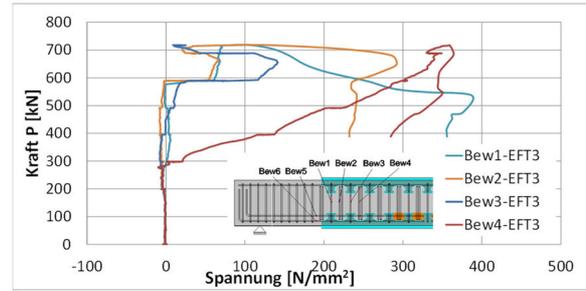
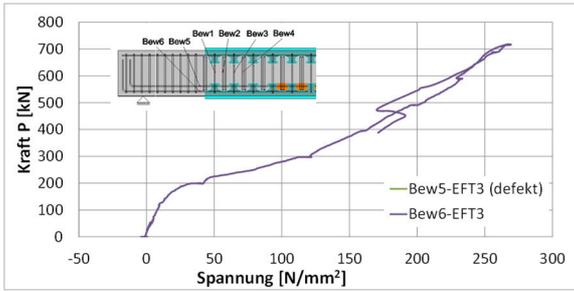


Abbildung B-35: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-3)
Detail stress distribution on reinforcements (EFT-3)

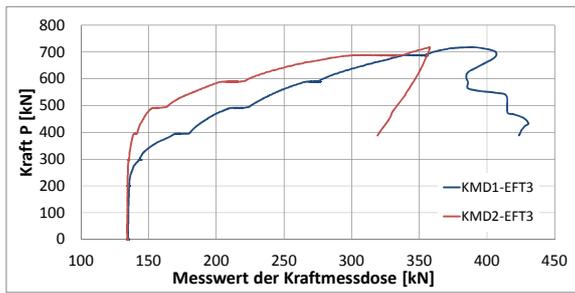


Abbildung B-36: Gemessene vertikale Kräfte am Ende der Externen Bewehrungselemente (EFT-3)

Measured vertical forces at the end of external reinforcement (EFT-3)

B.3.4 EFT-4 EFT-4



Abbildung B-37: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-4 (links: vorne Seit; rechts: hinten Seit)
Failure of pull out effect in EFT-4 (left: front side; right: back side)

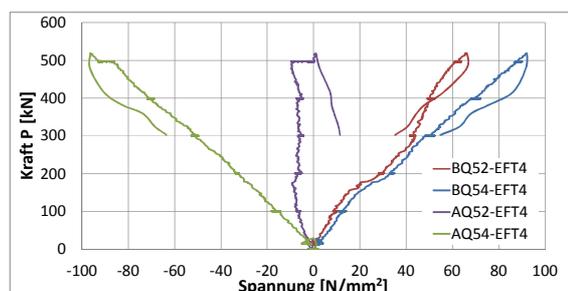
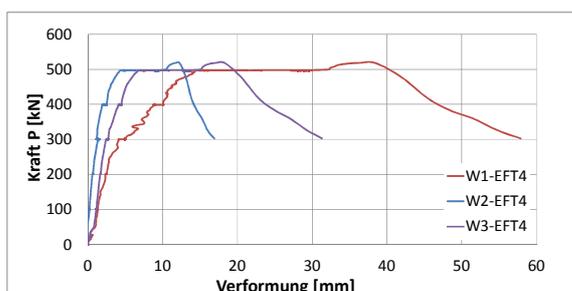


Abbildung B-38: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-4)
(le.) Vertical deformation (EFT-4)

Abbildung B-39: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-4)
(ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-4)

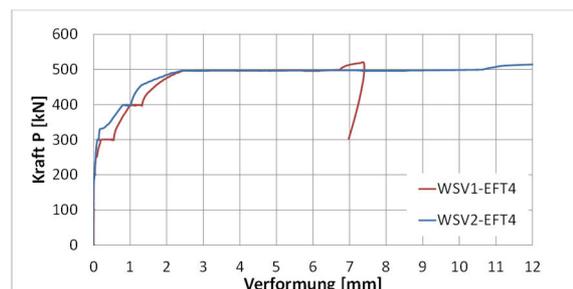
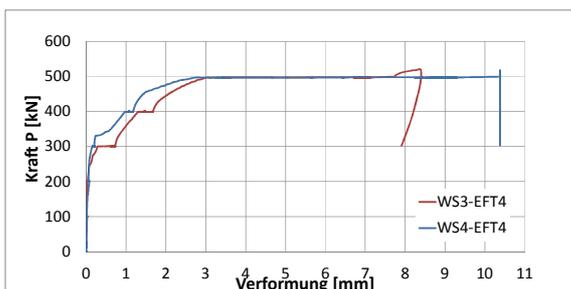


Abbildung B-40: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-4)
(le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-4)

Abbildung B-41: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-4)
(ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-4)

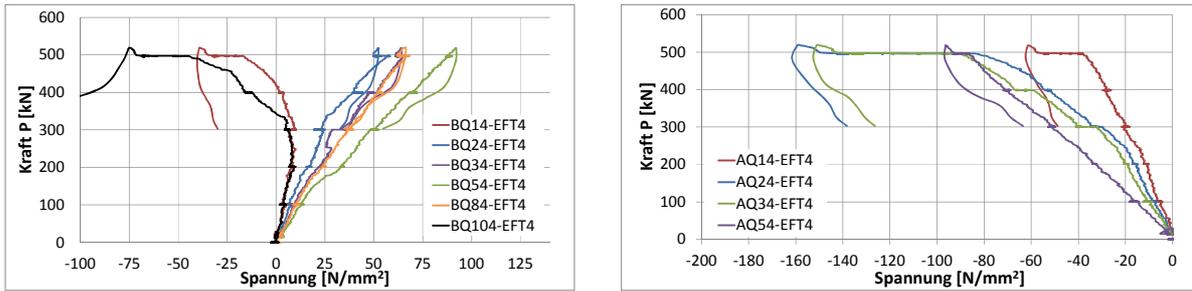


Abbildung B-42: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-4)
(le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-4)

Abbildung B-43: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-4)
(ri.) Stresses on top outside surface (EFT-4)

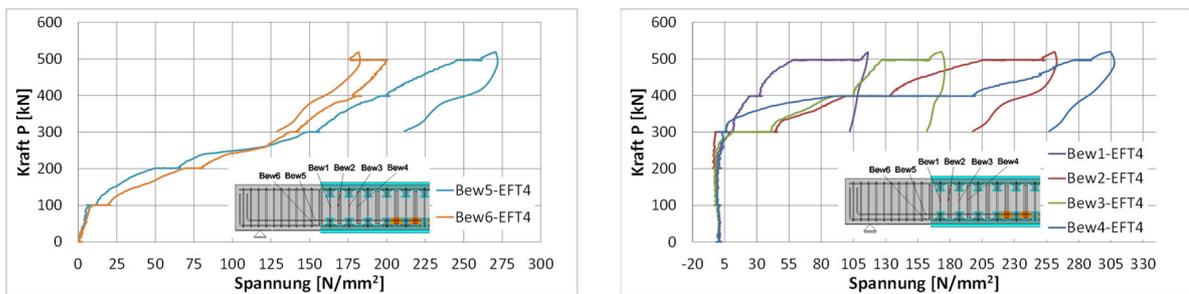


Abbildung B-44: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-4)
Detail stress distribution on reinforcements (EFT-4)

B.3.5 EFT-5 EFT-5



Abbildung B-45: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-5 (links: vorne Seit; rechts: hinten Seit)
Failure of pull out effect in EFT-5 (left: front side; right: back side)

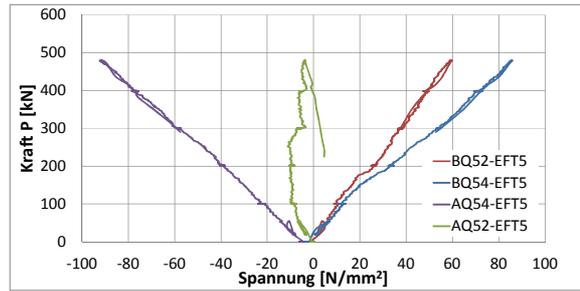
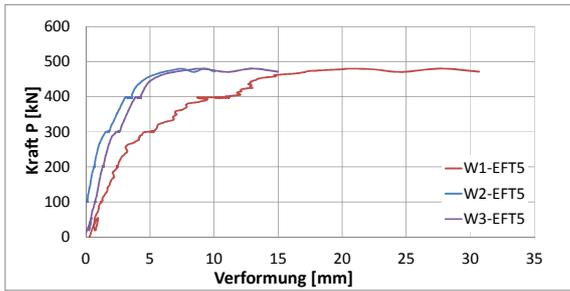


Abbildung B-46: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-5)
(le.) Vertical deformation (EFT-5)

Abbildung B-47: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-5)
(ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-5)

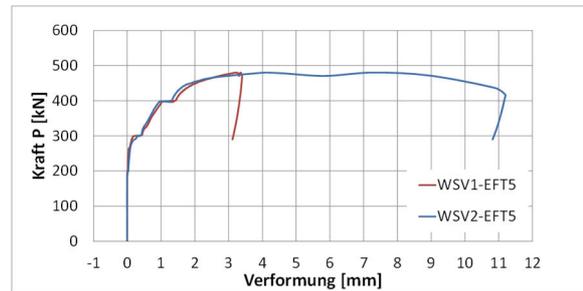
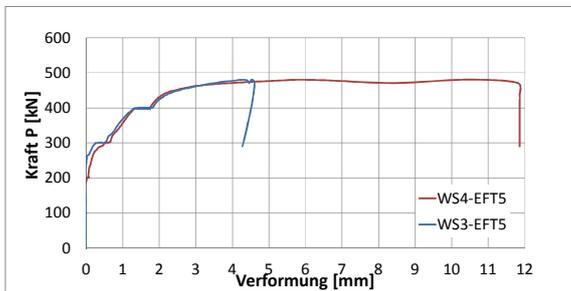


Abbildung B-48: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-5)
(le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-5)

Abbildung B-49: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-5)
(ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-5)

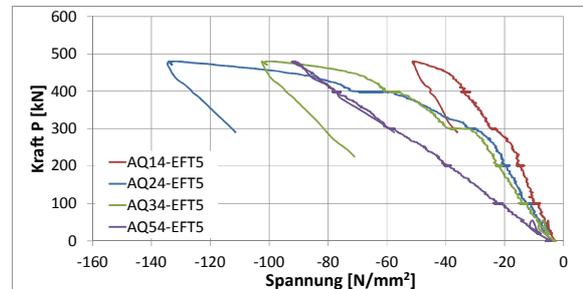
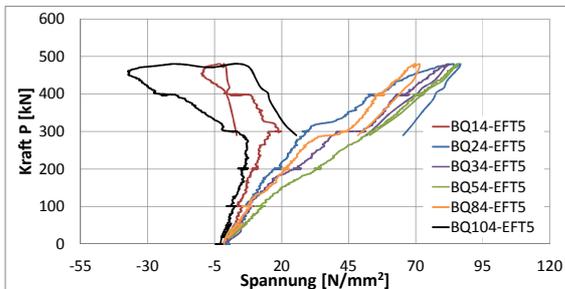


Abbildung B-50: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-5)
(le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-5)

Abbildung B-51: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-5)
(ri.) Stresses on top outside surface (EFT-5)

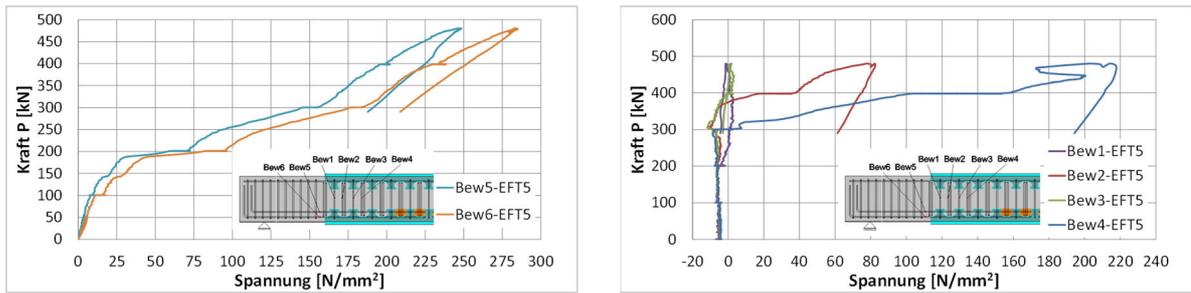


Abbildung B-52: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-5)
Detail stress distribution on reinforcements (EFT-5)

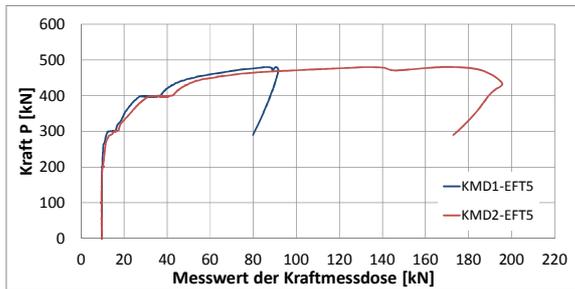


Abbildung B-53: Gemessene vertikale Kräfte am Ende der Externen Bewehrungselemente (EFT-5)
Measured vertical forces at the end of external reinforcement (EFT-5)

B.3.6 EFT-6
EFT-6



Abbildung B-54: Versagen Pull-Out-Effekt EFT-3(links: vorne Seit; rechts: hinten Seit)
Failure of pull out effect in EFT-3 (left: front side; right: back side)

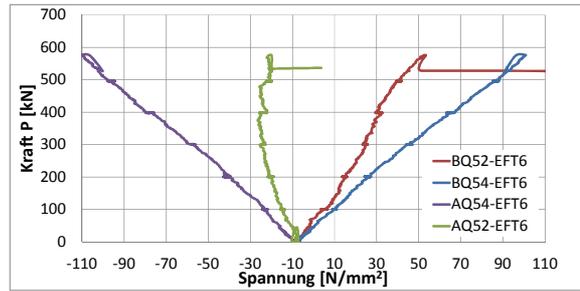
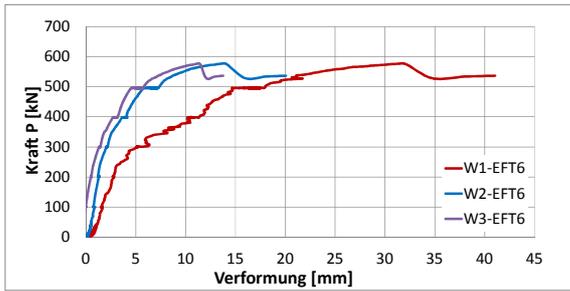


Abbildung B-55: (li.) Vertikale Durchbiegung (EFT-3)
(le.) Vertical deformation (EFT-3)

Abbildung B-56: (re.) Spannungen am Dübel 5 oben und unten (EFT-3)
(ri.) Stresses on dowel 5 on top and bottom (EFT-3)

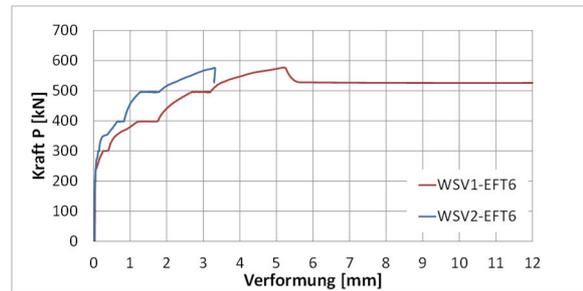
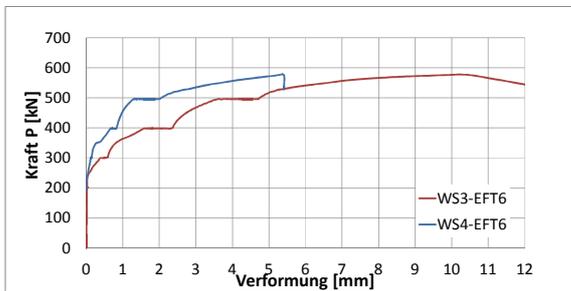


Abbildung B-57: (li.) Horizontaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-3)
(le.) Horizontal slips at the end bottom part (EFT-3)

Abbildung B-58: (re.) Vertikaler Schlupf im unteren Verankerungsbereich (EFT-2)
(ri.) Vertical slips at the end of bottom part (EFT-2)

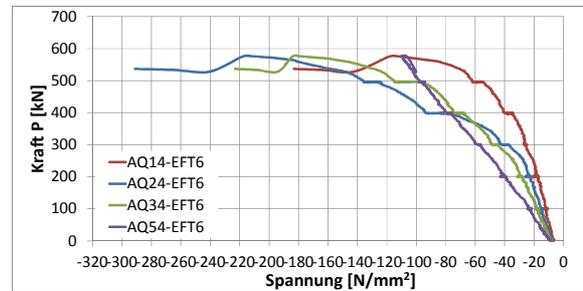
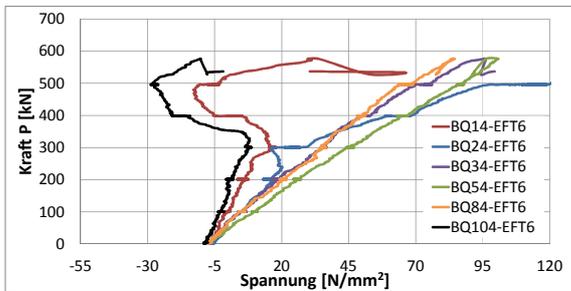


Abbildung B-59: (li.) Spannungen am Flansch unten (EFT-2)
(le.) Stresses on bottom outside surface (EFT-2)

Abbildung B-60: (re.) Spannungen am Flansch oben (EFT-2)
(ri.) Stresses on top outside surface (EFT-2)

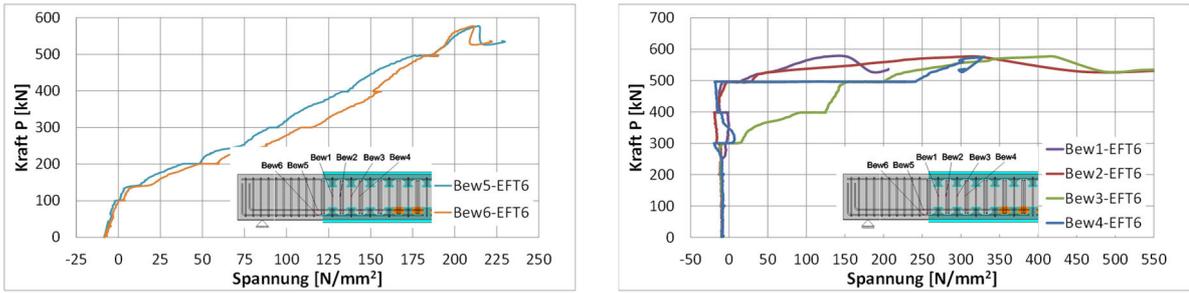


Abbildung B-61: Spannungsverteilung an den Bewehrungselementen (EFT-2)
Detail stress distribution on reinforcements (EFT-2)

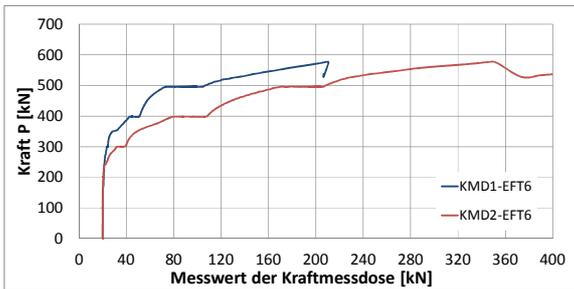


Abbildung B-62: Gemessene vertikale Kräfte am Ende der Externen Bewehrungselemente (EFT-3)
Measured vertical forces at the end of external reinforcement (EFT-3)

C Ergebnisse Rahmeneckversuche (WL/RE) Frame structure test results (WL/RE)

C.1 Bewehrungspläne Reinforcement plan

Rahmenecke Bewehrungsplan

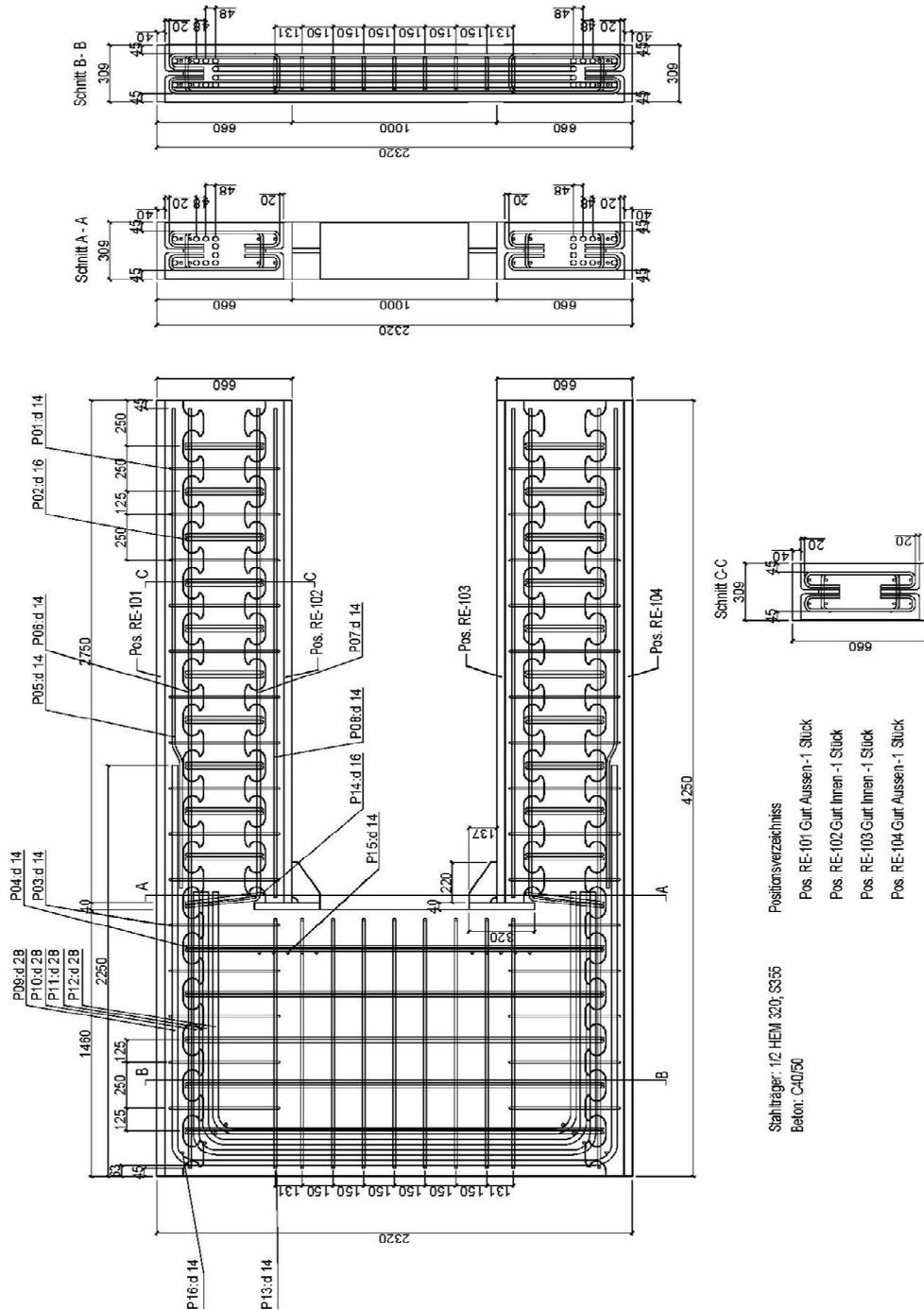


Abbildung C-1: Bewehrungspläne (RE)
Reinforcement plan (RE)

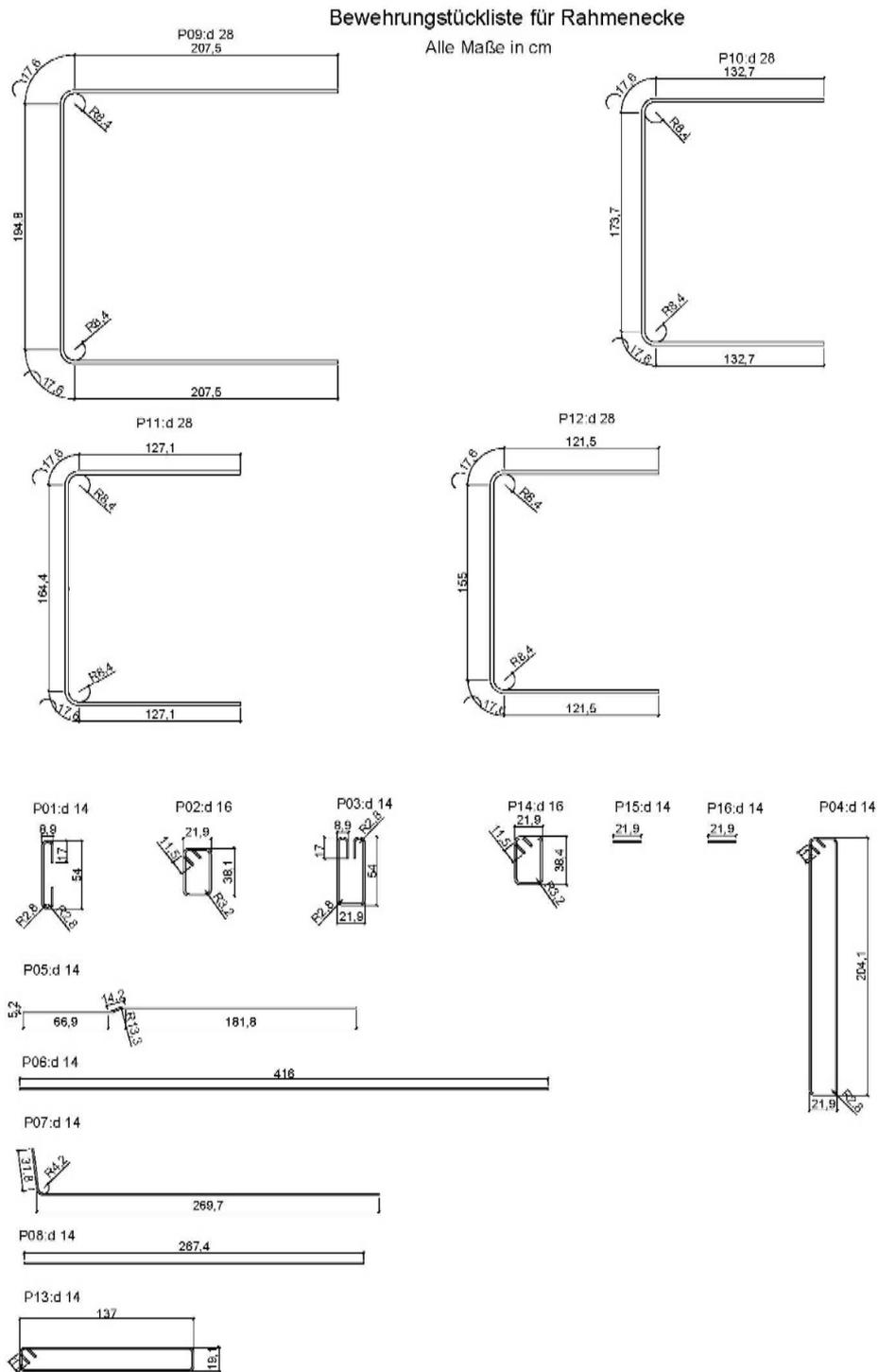


Abbildung C-2: Stückliste Bewehrung (RE)
Reinforcement BOM (RE)

Bewehrungstückliste für RE - Widerlager

Alle Maße in cm

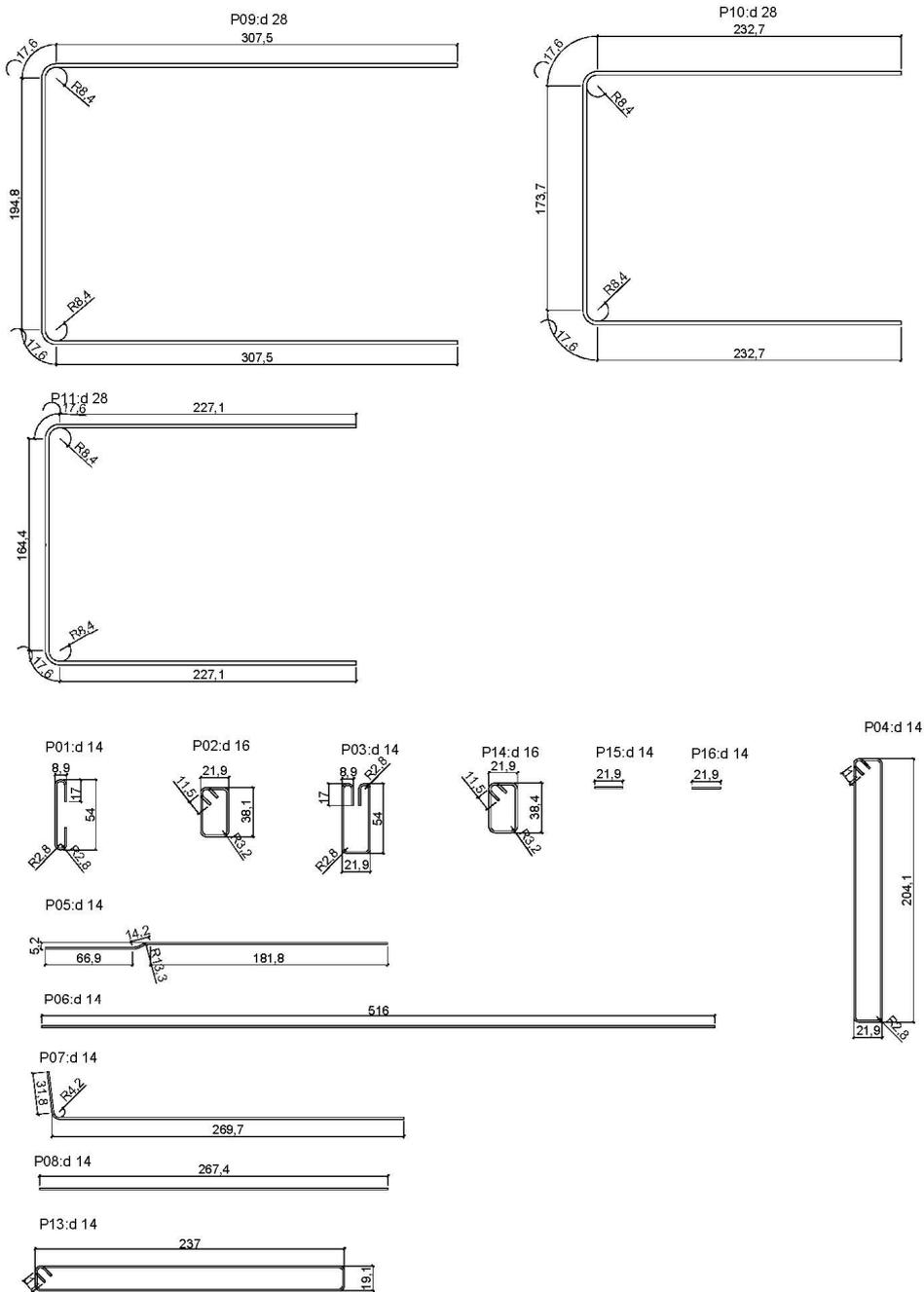


Abbildung C-4: Stückliste Bewehrung (WL)
Reinforcement BOM (WL)

C.2 Messtechnik Measurement

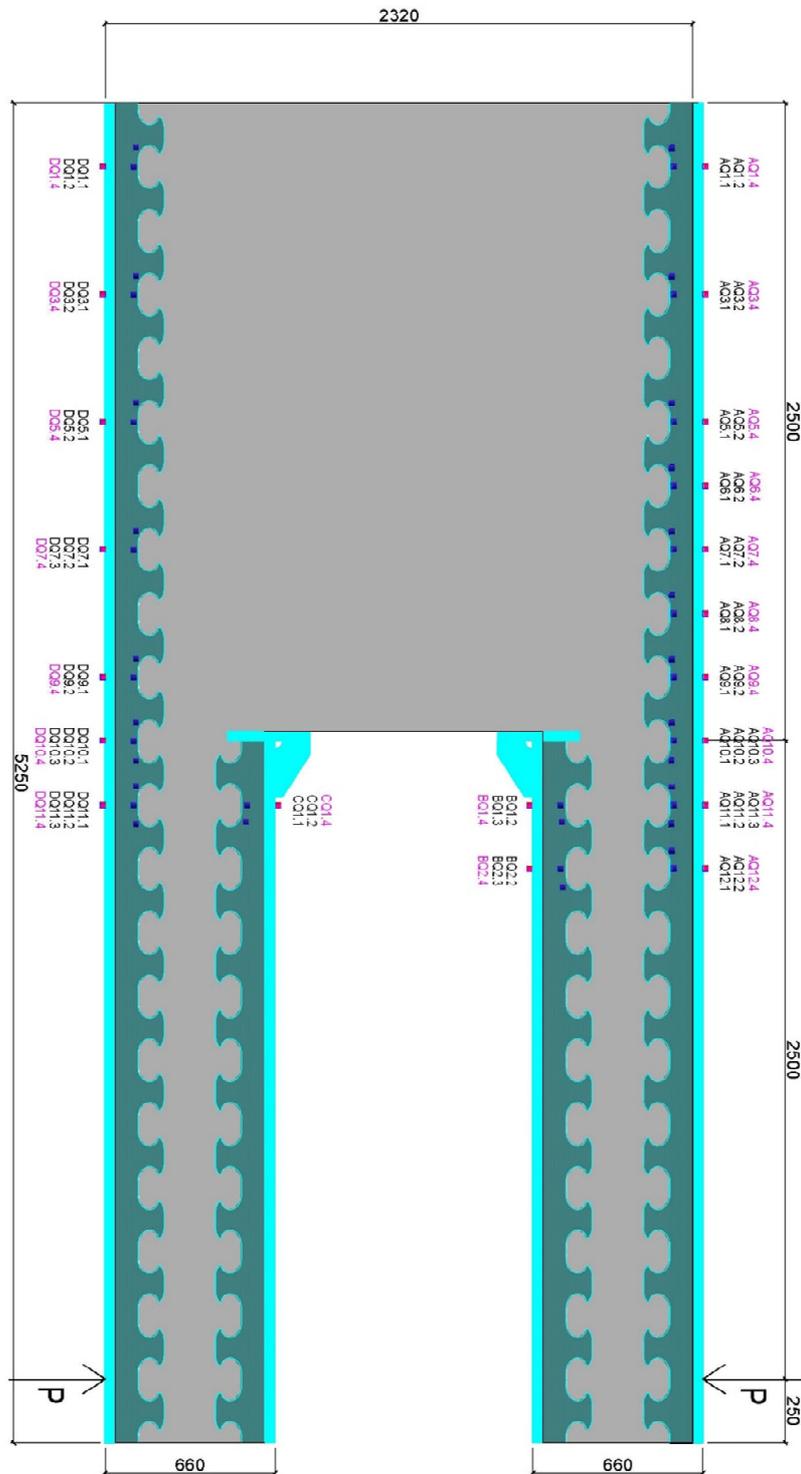


Abbildung C-5: Dehnungsmeßstreifen bei Versuchskörper WL
Plan of strain gauges (WL)

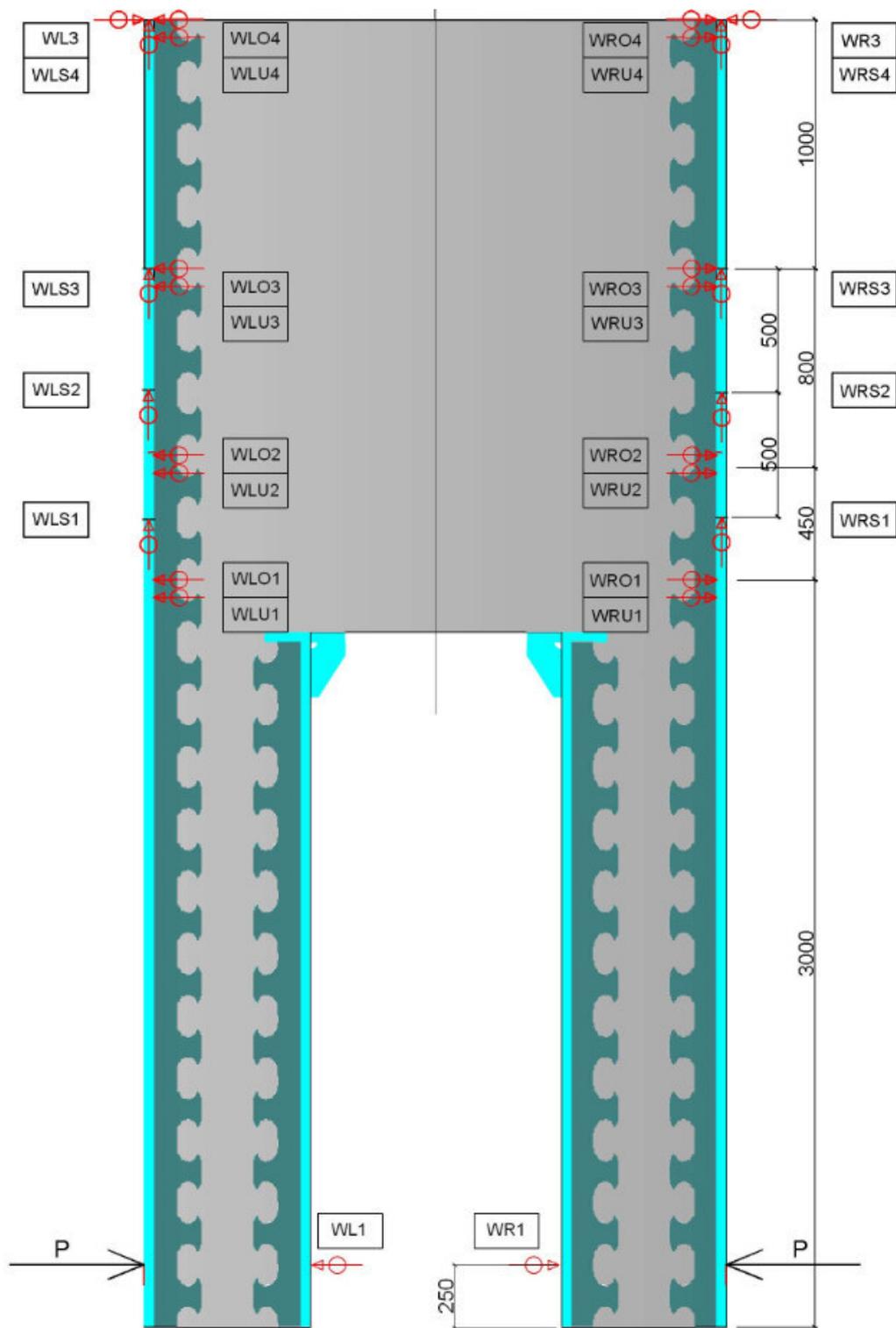


Abbildung C-6: Übersicht über die Wegaufnehmer bei Versuch (WL)
 Overview of LVDTs for experiment (WL)

C.3 Ergebnisse der Messungen Results of measurement

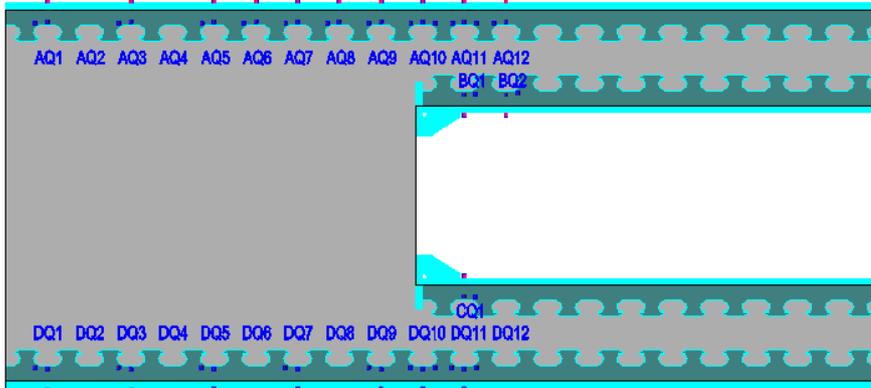


Abbildung C-7: Nummern der bei Versuchskörper WL
Number of the steel dowels in specimen WL

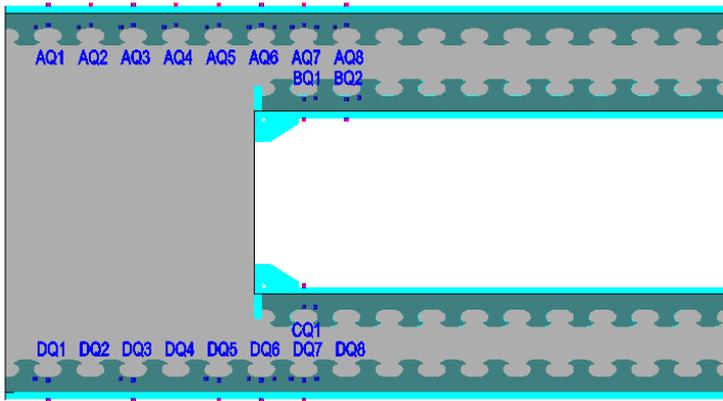


Abbildung C-8: Nomenklatur der Dübel bei Versuchskörper RE
Number of the steel dowels in specimen RE

Tabelle C-1: Spannungsverteilung am Dübel (Pos. 24°) im Verankerungsbereich (RE rechts)
Stress distribution on steel dowel (pos. 24°) of anchorage area (RE right)

| Last P [kN] | AQ11 [N/mm ²] | AQ21 [N/mm ²] | AQ31 [N/mm ²] | AQ41 [N/mm ²] | AQ51 [N/mm ²] | AQ61 [N/mm ²] | AQ71 [N/mm ²] | AQ81 [N/mm ²] | AQ81 [N/mm ²] |
|----------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| 100 | 4,6 | 14,9 | 22,7 | 14,9 | 27,1 | 10,8 | 10,0 | 0,0 | 0,0 |
| 200 | 46,8 | 71,7 | 70,4 | 4,5 | 56,4 | 24,7 | 14,6 | 2,5 | 2,5 |
| 300 | 126,7 | 193,8 | 96,1 | 35,8 | 93,6 | 21,2 | 18,8 | 6,9 | 6,9 |
| 400 | 123,1 | 267,9 | 82,9 | 54,5 | 101,7 | 62,9 | 15,4 | 12,4 | 12,4 |
| 500 | 114,6 | 296,3 | 69,2 | 59,9 | 119,2 | 69,2 | 20,1 | 17,0 | 17,0 |
| 558 | 123,6 | 273,6 | 94,0 | 51,3 | 107,5 | 95,0 | 9,4 | 34,6 | 34,6 |

Tabelle C-2: Spannungsverteilung am Dübel (Pos. 24°) im Verankerungsbereich (RE links)
Stress distribution on steel dowel (pos. 24°) of anchorage area (RE left)

| Last P [kN] | DQ11 | DQ31 | DQ51 | DQ61 | DQ71 |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | [N/mm ²] |
| 100 | 41,8 | 27,7 | -70,1 | 43,7 | 15,0 |
| 200 | 55,1 | 16,9 | -564,8 | 5,0 | 41,7 |
| 300 | 68,4 | 8,8 | -1094,2 | -68,6 | 66,6 |
| 400 | 52,8 | 22,6 | -1073,6 | -3,1 | 80,0 |
| 500 | -566,7 | 14,3 | -773,5 | -81,1 | 92,9 |
| 558 | -230,5 | 4,5 | 234,1 | 5,9 | 115,9 |

Tabelle C-3: Spannungsverteilung am Dübel (Pos. 24°) im Verankerungsbereich (WL rechts)
Stress distribution on steel dowel (pos. 24°) of anchorage area (WL right)

| Last P [kN] | AQ11 | AQ31 | AQ51 | AQ71 | AQ81 | AQ91 | AQ101 | AQ111 | AQ121 |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | [N/mm ²] |
| 100 | 2,2 | -0,1 | 3,1 | 11,0 | 13,4 | 13,7 | 6,1 | 6,1 | 4,5 |
| 200 | 1,2 | 5,1 | 41,5 | 75,3 | 67,3 | 62,0 | 20,0 | 24,0 | 8,9 |
| 300 | 4,3 | 48,5 | 106,9 | 178,2 | 87,8 | 82,1 | 33,7 | 39,3 | 15,6 |
| 400 | 33,4 | 104,0 | 201,5 | 191,5 | 108,3 | 104,4 | 46,2 | 51,1 | 24,7 |
| 500 | 94,8 | 170,9 | 239,3 | 224,2 | 137,3 | 131,4 | 60,3 | 66,0 | 31,8 |
| 600 | 161,3 | 192,5 | 278,1 | 261,9 | 177,5 | 142,0 | 75,3 | 79,6 | 23,1 |
| 700 | 180,4 | 227,5 | 314,6 | 231,7 | 215,8 | 43,9 | 89,0 | 93,2 | 15,9 |
| 800 | 198,0 | 253,1 | 350,0 | 223,7 | 250,1 | 113,7 | 104,9 | 105,3 | 14,1 |
| 900 | 129,7 | 279,9 | 393,2 | 244,7 | 276,4 | 116,7 | 117,6 | 117,9 | 10,2 |
| 1000 | 141,4 | 306,8 | 435,1 | 278,5 | 289,3 | 119,3 | 123,4 | 132,5 | 4,4 |
| 1064 | 138,9 | 325,4 | 458,5 | 296,8 | 298,9 | 120,9 | 120,8 | 142,0 | 3,9 |

Tabelle C-4: Spannungsverteilung am Dübel (Pos. 24°) im Verankerungsbereich (WL links)
Stress distribution on steel dowel (pos. 24°) of anchorage area (WL left)

| Last P [kN] | DQ11 | DQ31 | DQ51 | DQ71 | DQ91 | DQ101 | DQ111 |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | [N/mm ²] |
| 100 | -1,7 | -1,7 | 4,3 | 20,3 | 31,9 | 11,8 | 7,9 |
| 200 | 0,1 | 3,4 | 46,6 | 100,1 | 53,6 | 30,4 | 21,3 |
| 300 | 6,8 | 39,9 | 121,8 | 165,0 | 82,5 | 55,6 | 38,2 |
| 400 | 43,7 | 112,5 | 211,3 | 176,4 | 108,4 | 75,5 | 60,0 |
| 500 | 130,3 | 203,6 | 226,0 | 220,9 | 137,4 | 99,2 | 81,5 |
| 600 | 193,2 | 288,4 | 202,5 | 244,8 | 168,9 | 124,1 | 97,8 |
| 700 | 236,2 | 189,2 | 216,2 | 267,2 | 202,1 | 152,1 | 117,8 |
| 800 | 255,5 | 189,1 | 231,6 | 292,2 | 216,2 | 174,7 | 136,0 |
| 900 | 289,6 | 187,3 | 257,4 | 309,4 | 227,1 | 209,1 | 153,5 |
| 1000 | 373,2 | 202,3 | 305,6 | 321,2 | 243,6 | 223,4 | 163,5 |
| 1064 | 432,0 | 312,7 | 397,6 | 293,2 | 211,2 | 156,2 | 151,7 |

Tabelle C-5: Gemessener Schlupf entlang Verankerungsbereich (RE links)
Measured slips along the anchorage length (RE left)

| Last P [kN] | Schlupf oben | | | Schlupf unten | | |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | WLO-1 | WLO-2 | WLO-3 | WLU-1 | WLU-2 | WLU-3 |
| | [N/mm ²] |
| 100 | -0,016 | -0,026 | -0,017 | 0,009 | 0,008 | -0,007 |
| 200 | -0,069 | -0,034 | -0,001 | 0,053 | 0,006 | -0,038 |
| 300 | -0,087 | 0,253 | 0,501 | 0,062 | 0,004 | 0,364 |
| 400 | -0,008 | 0,569 | 1,179 | 0,064 | 0,127 | 0,937 |
| 500 | 0,118 | 1,180 | 2,821 | 0,014 | 0,243 | 2,612 |
| 558 | 0,255 | 1,636 | 4,068 | -0,032 | 0,452 | 1,055 |

Tabelle C-6: Gemessener Schlupf entlang Verankerungsbereich (RE rechts)
Measured slips along the anchorage length(RE right)

| Last P [kN] | Schlupf oben | | | Schlupf unten | | |
|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | WRO-1 | WRO-2 | WRO-3 | WRU-1 | WRU-2 | WRU-3 |
| | [N/mm ²] |
| 100 | -0,016 | -0,026 | -0,017 | 0,009 | 0,008 | -0,007 |
| 200 | -0,069 | -0,034 | -0,001 | 0,053 | 0,006 | -0,038 |
| 300 | -0,087 | 0,253 | 0,501 | 0,062 | 0,004 | 0,364 |
| 400 | -0,008 | 0,569 | 1,179 | 0,064 | 0,127 | 0,937 |
| 500 | 0,118 | 1,180 | 2,821 | 0,014 | 0,243 | 2,612 |
| 558 | 0,255 | 1,636 | 4,068 | -0,032 | 0,452 | 1,055 |

Tabelle C-7: Gemessener Schlupf entlang Verankerungsbereich (WL links)
Measured slips along the anchorage length(WL left)

| Last P [kN] | Schlupf oben | | | | Schlupf unten | | | |
|----------------|--------------|--------|-------|--------|---------------|--------|--------|--------|
| | WLO-1 | WLO-2 | WLO-3 | WLO-4 | WLU-1 | WLU-2 | WLU-3 | WLU-4 |
| | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] |
| 100 | -0,118 | -0,147 | 0,006 | -0,001 | -0,025 | -0,018 | 0,001 | -0,056 |
| 200 | -0,173 | -0,288 | 0,004 | -0,013 | -0,044 | -0,020 | -0,002 | -0,100 |
| 300 | -0,146 | -0,300 | 0,002 | -0,015 | -0,036 | 0,027 | 0,004 | -0,109 |
| 400 | -0,123 | -0,203 | 0,011 | -0,085 | -0,034 | 0,074 | 0,057 | -0,162 |
| 500 | -0,082 | -0,006 | 0,147 | -0,026 | -0,038 | 0,164 | 0,235 | -0,089 |
| 600 | -0,004 | 0,355 | 0,425 | 0,508 | -0,019 | 0,263 | 0,376 | 0,281 |
| 700 | 0,083 | 0,702 | 0,733 | 0,774 | 0,032 | 0,383 | 0,535 | 0,689 |
| 800 | 0,140 | 1,043 | 1,116 | 1,565 | 0,090 | 0,547 | 0,728 | 1,298 |
| 900 | 0,277 | 1,530 | 1,583 | 2,788 | 0,197 | 0,868 | 1,091 | 2,493 |
| 1000 | 0,465 | 2,325 | 2,197 | 3,954 | 0,355 | 1,359 | 1,560 | 0,712 |
| 1064 | 0,800 | 3,141 | 2,731 | 5,584 | 0,621 | 2,024 | 2,116 | 0,545 |

Tabelle C-8: Gemessener Schlupf entlang Verankerungsbereich (WL rechts)
Measured slips along the anchorage length(WL right)

| Last P [kN] | Schlupf oben | | | | Schlupf unten | | | |
|----------------|--------------|--------|--------|-------|---------------|--------|--------|--------|
| | WRO-1 | WRO-2 | WRO-3 | WRO-4 | WRU-1 | WRU-2 | WRU-3 | WRU-4 |
| | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] |
| 100 | 0,001 | -0,001 | -0,002 | 0,000 | -0,013 | -0,013 | -0,007 | -0,065 |
| 200 | 0,069 | 0,006 | -0,097 | 0,011 | -0,037 | -0,027 | -0,009 | -0,118 |
| 300 | 0,089 | 0,014 | -0,109 | 0,054 | -0,051 | 0,034 | 0,003 | -0,136 |
| 400 | 0,081 | 0,125 | -0,112 | 0,045 | -0,048 | 0,064 | 0,045 | -0,195 |
| 500 | 0,080 | 0,334 | 0,049 | 0,234 | -0,028 | 0,112 | 0,193 | -0,137 |
| 600 | 0,054 | 0,551 | 0,407 | 0,653 | -0,019 | 0,168 | 0,256 | 0,035 |
| 700 | 0,037 | 0,793 | 0,858 | 1,360 | -0,011 | 0,214 | 0,329 | 0,290 |
| 800 | -0,002 | 1,019 | 1,142 | 1,679 | -0,005 | 0,249 | 0,416 | 0,635 |
| 900 | -0,054 | 1,291 | 1,462 | 2,131 | 0,011 | 0,323 | 0,533 | 1,127 |
| 1000 | -0,178 | 1,597 | 1,901 | 3,170 | 0,041 | 0,440 | 0,749 | 1,779 |
| 1064 | -0,282 | 1,834 | 2,141 | 3,661 | 0,060 | 0,518 | 0,907 | 2,196 |

D Ergebnisse Durchlaufträgerversuche

Continuous beam test results

D.1 Bewehrungspläne

Reinforcement plan

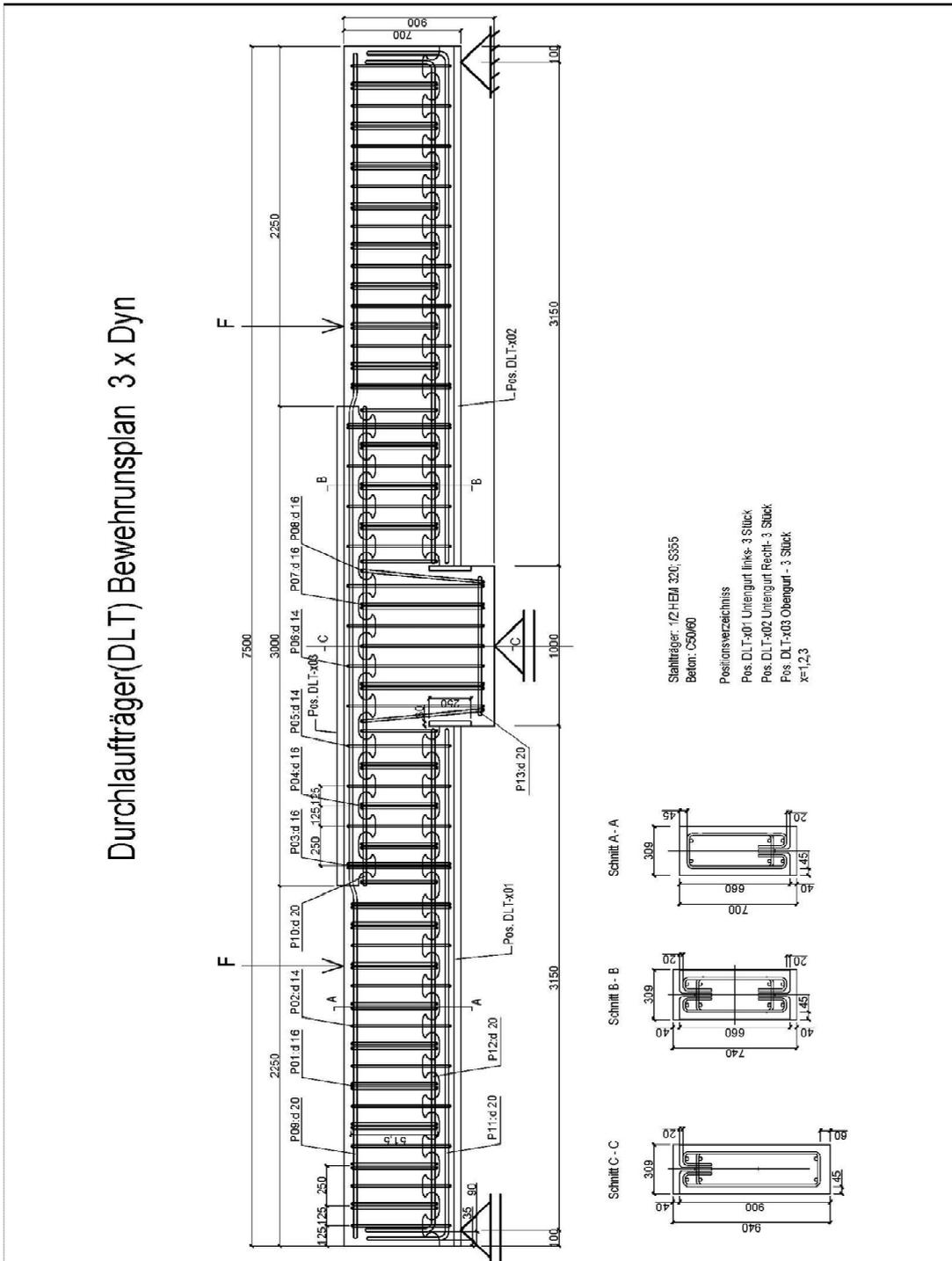
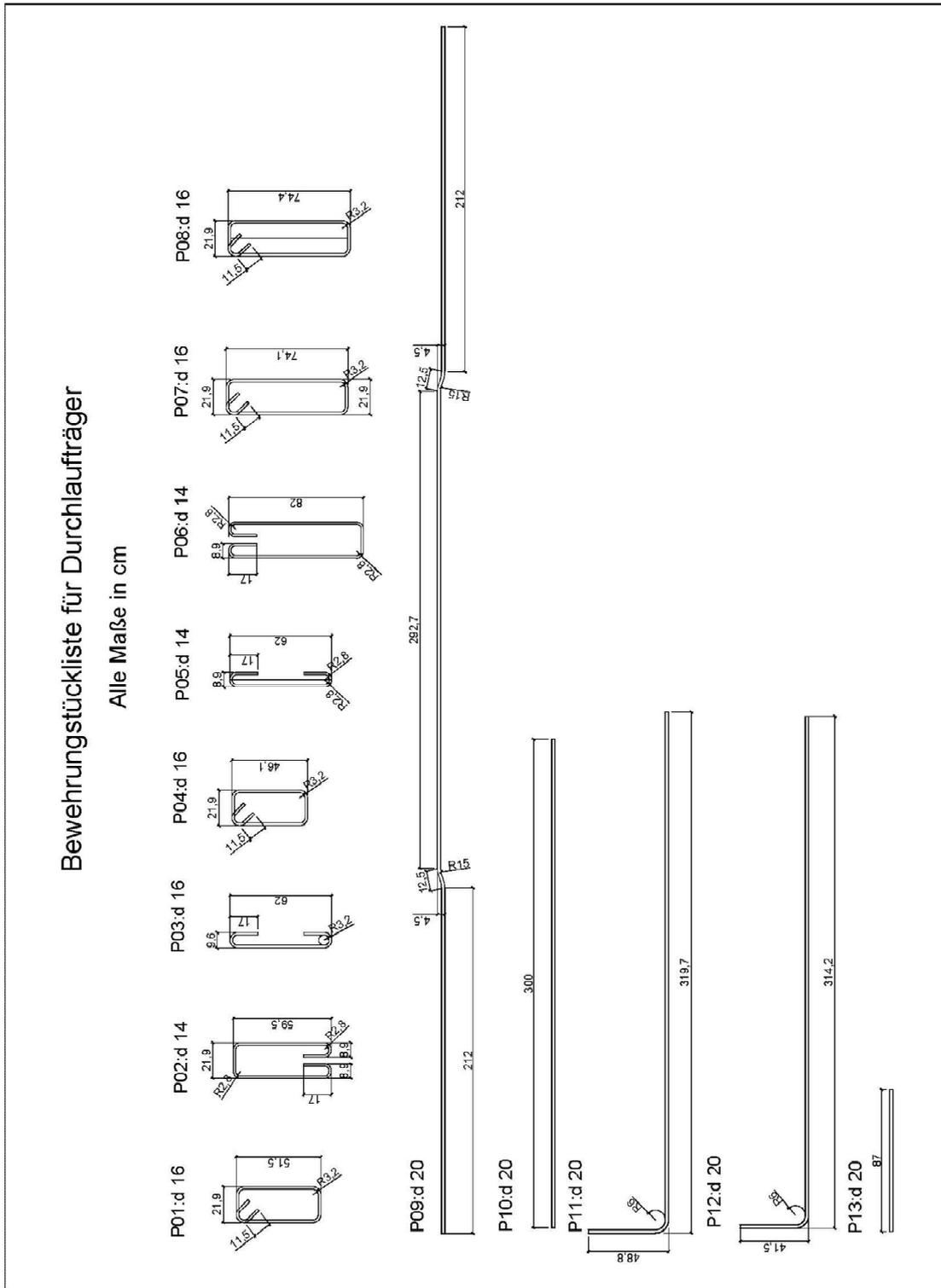


Abbildung D-1: Bewehrungspläne (DLT)
Reinforcement plan (DLT)



**Abbildung D-2: Stückliste Bewehrung (DLT)
Reinforcement BOM (DLT)**

D.2 Messtechnik Measurement

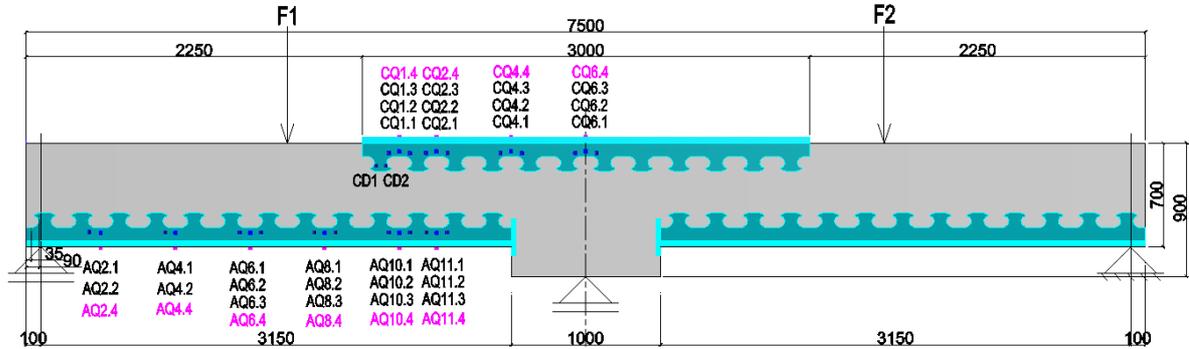


Abbildung D-3: Übersicht Messstellen Dehnungsmessstreifen (DLT)
Plan of strain gauges (DLT)

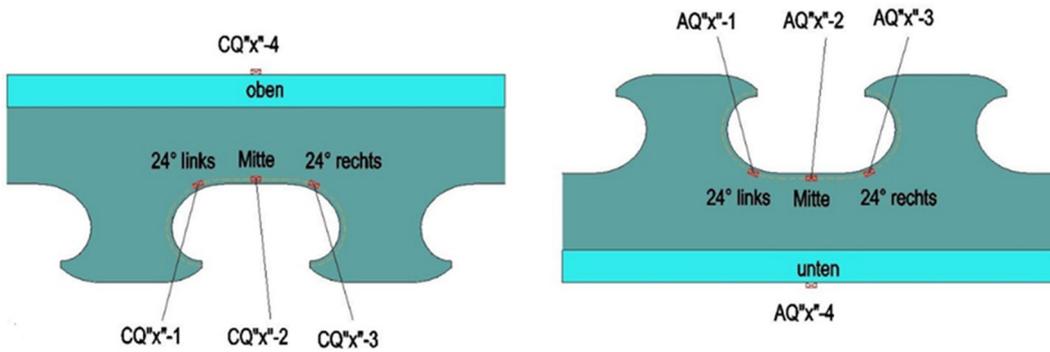


Abbildung D-4: Anordnung der Dehnungsmessstreifen am Stahldübel (li.: oben ; re.: unten)
Arrangement of the strain gauges on steel dowel (le.: upper, ri.: bottom)

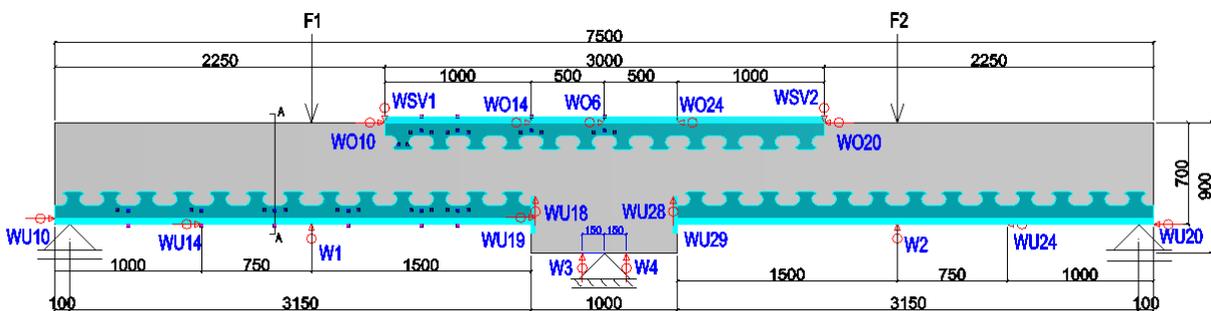


Abbildung D-5: Übersicht Wegaufnehmer (DLT)
Plan of LVDTs (DLT)

D.3 Ergebnisse Messungen Durchlaufträger

Results of measurement DLT

D.3.1 DLT1

DLT1

Aufgrund eines Isolationsproblems bei DLT1 an den DMS im Verbund zum Beton, konnte keine Dehnungen an den Stahldübeln gemessen werden. Nur die Dehnungsverteilung entlang der Flansche des externen Bewehrungselementes sind im Folgenden aufgeführt.

Tabelle D-1: Spannungsschwingbreite externes Bewehrungselement außen (DLT1)
Stress range outside of the external reinforcement (DLT1)

| Lastwechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Spannungs-schwingbreite $\Delta\sigma_{DMS}$ [N/mm ²] | | | | | | | | | |
|------------------------|-------------------|-------------------|--|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|
| | | | CQ 1-4 | CQ 2-4 | CQ 4-4 | CQ 6-4 | AQ 2-4 | AQ 4-4 | AQ 6-4 | AQ 8-4 | AQ 10-4 | AQ 11-4 |
| LW001 | 100 | 700 | 8,7 | 13,6 | 22,3 | 28,4 | 25,5 | 34,7 | 51,0 | 51,7 | 35,1 | 27,1 |
| LW200 | 100 | 700 | 7,2 | 16,8 | 28,3 | 29,6 | 25,3 | 40,7 | 52,3 | 54,2 | 42,4 | 32,8 |
| LW400 | 100 | 700 | 7,0 | 16,0 | 30,4 | 29,7 | 25,5 | 39,8 | 53,1 | 54,1 | 42,3 | 33,6 |
| LW600 | 100 | 700 | 8,3 | 19,2 | 30,4 | 30,1 | 25,0 | 39,8 | 53,0 | 53,9 | 42,4 | 33,1 |
| LW800 | 100 | 700 | 12,4 | 26,8 | 34,1 | 32,3 | 24,6 | 39,3 | 51,4 | 51,9 | 36,6 | 21,5 |
| LW1000 | 100 | 700 | 9,6 | 23,9 | 35,3 | 32,0 | 24,7 | 38,6 | 50,9 | 52,8 | 37,8 | 27,1 |
| LW1200 | 100 | 700 | 9,0 | 21,9 | 34,6 | 30,9 | 25,1 | 38,7 | 51,0 | 53,2 | 39,0 | 27,8 |
| LW1400 | 100 | 700 | 9,3 | 23,5 | 34,0 | 31,5 | 22,1 | 37,0 | 47,1 | 46,0 | 27,0 | 11,9 |
| LW1600 | 100 | 700 | 12,3 | 25,6 | 37,0 | 33,0 | 24,5 | 37,9 | 49,7 | 50,8 | 34,6 | 18,2 |
| LW1800 | 100 | 700 | 15,0 | 26,7 | 37,1 | 33,1 | 23,1 | 38,6 | 48,7 | 48,7 | 32,8 | 17,2 |

Tabelle D-2: Wichtige Ergebnisse der Verformungsmessungen (DLT1)
Important results of deformation measurement (DLT1)

| Lastwechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Verformungs-schwingbreite Δw [mm] | | | | | | | |
|------------------------|-------------------|-------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | W1 | W2 | WSV1 | WSV2 | WU19 | WU29 | WU18 | WU28 |
| LW001 | 100 | 700 | 1,760 | 1,669 | 0,076 | 0,081 | 0,086 | 0,385 | 0,023 | 0,295 |
| LW200 | 100 | 700 | 2,209 | 1,940 | 0,240 | 0,115 | 0,457 | 0,802 | 0,337 | 0,493 |
| LW400 | 100 | 700 | 2,198 | 1,987 | 0,186 | 0,120 | 0,427 | 0,687 | 0,349 | 0,494 |
| LW600 | 100 | 700 | 2,362 | 2,085 | 0,189 | 0,136 | 0,580 | 0,745 | 0,467 | 0,553 |
| LW800 | 100 | 700 | 2,692 | 2,421 | 0,222 | 0,254 | 0,892 | 0,883 | 1,054 | 0,708 |
| LW1000 | 100 | 700 | 2,606 | 2,261 | 0,214 | 0,227 | 0,763 | 0,791 | 0,912 | 0,671 |
| LW1200 | 100 | 700 | 2,580 | 2,289 | 0,241 | 0,334 | 0,690 | 0,688 | 0,979 | 0,304 |
| LW1400 | 100 | 700 | 2,254 | 2,307 | 0,118 | 0,207 | 0,769 | 0,486 | 1,077 | 0,127 |
| LW1600 | 100 | 700 | 2,771 | 2,437 | 0,280 | 0,251 | 1,036 | 0,787 | 1,226 | 0,497 |
| LW1800 | 100 | 700 | 2,871 | 2,512 | 0,291 | 0,270 | 1,139 | 0,806 | 1,202 | 0,574 |

D.3.2 DLT2

DLT2

Tabelle D-3: Spannungsschwingbreite am Dübel CQ1 und CQ2 (DLT2)
Stress range of steel dowel CQ1 and CQ2 (DLT2)

| Last- wechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Spannungs-schwingbreite $\Delta\sigma_{DMS}$ [N/mm ²] | | | | | | | |
|-----------------------------|----------------------|----------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | CQ1-1 | CQ1-2 | CQ1-3 | CQ1-4 | CQ2-1 | CQ2-2 | CQ2-3 | CQ2-4 |
| LW001 | 100 | 600 | 48,9 | 31,8 | 14,5 | 9,0 | 34,1 | 2,9 | 14,0 | 16,6 |
| LW100 | 100 | 600 | 57,0 | 39,6 | 7,6 | 10,0 | 4,1 | 4,4 | 6,0 | 17,8 |
| LW200 | 100 | 600 | 65,3 | 62,7 | 6,0 | 9,3 | 6,9 | 4,6 | 5,2 | 19,3 |
| LW300 | 100 | 600 | 55,0 | 21,2 | 9,0 | 15,9 | 15,6 | 12,5 | 12,6 | 26,8 |
| LW400 | 100 | 600 | 58,7 | 22,0 | 11,3 | 16,8 | 16,9 | 14,5 | 14,1 | 26,9 |
| LW500 | 100 | 700 | 7,8 | 10,4 | 13,0 | 28,1 | 24,8 | 15,0 | 31,8 | 36,3 |

Tabelle D-4: Spannungsschwingbreite am Dübel CQ4 und CQ6 (DLT2)
Stress range of steel dowel CQ4 and CQ6 (DLT2)

| Last- wechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Spannungs-schwingbreite $\Delta\sigma_{DMS}$ [N/mm ²] | | | | | | | |
|-----------------------------|----------------------|----------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | CQ4-1 | CQ4-2 | CQ4-3 | CQ4-4 | CQ6-1 | CQ6-2 | CQ6-3 | CQ6-4 |
| LW001 | 100 | 600 | 37,4 | 12,9 | 35,3 | 23,4 | 18,4 | 9,8 | 17,4 | 17,3 |
| LW100 | 100 | 600 | 37,4 | 9,0 | 36,4 | 26,0 | 23,0 | 10,7 | 21,2 | 19,2 |
| LW200 | 100 | 600 | 31,5 | 17,8 | 40,4 | 28,4 | - | - | - | - |
| LW300 | 100 | 600 | 37,3 | 21,5 | 46,6 | 34,4 | 35,9 | 50,8 | 14,2 | 28,7 |
| LW400 | 100 | 600 | 20,6 | 21,8 | 45,3 | 35,7 | 35,0 | 59,5 | 15,4 | 30,3 |
| LW500 | 100 | 700 | 28,9 | 33,8 | 35,5 | 49,3 | 34,2 | 73,6 | 13,1 | 32,7 |

Tabelle D-5: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ2 und AQ4 (DLT2)
Stress range of steel dowel AQ2 and AQ4 (DLT2)

| Last- wechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Spannungs-schwingbreite $\Delta\sigma_{DMS}$ [N/mm ²] | | | | | | | |
|-----------------------------|----------------------|----------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | AQ2-1 | AQ2-2 | AQ2-4 | AQ4-1 | AQ4-2 | AQ4-4 | CD1-1 | CD1-2 |
| LW001 | 100 | 600 | 59,7 | 12,5 | 19,2 | 30,6 | 37,5 | 27,3 | 10,4 | 7,8 |
| LW100 | 100 | 600 | 60,1 | 11,6 | 19,2 | 45,9 | 37,3 | 28,1 | 10,2 | 8,4 |
| LW200 | 100 | 600 | - | - | - | - | - | 29,0 | 22,4 | 10,9 |
| LW300 | 100 | 600 | 69,9 | 16,3 | 24,4 | 144,5 | 44,6 | 37,6 | 18,5 | 17,4 |
| LW400 | 100 | 600 | 67,5 | 15,9 | 24,2 | 177,2 | 44,7 | 34,9 | 16,0 | 18,6 |
| LW500 | 100 | 700 | 80,8 | 19,4 | 28,8 | 272,7 | 49,0 | 39,1 | 10,7 | 11,5 |

Tabelle D-6: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ6 und AQ8 (DLT2)
Stress range of steel dowel AQ6 and AQ8 (DLT2)

| Last- wechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Spannungs-schwingbreite $\Delta\sigma_{DMS}$ [N/mm ²] | | | | | | | |
|-----------------------------|----------------------|----------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | AQ6-1 | AQ6-2 | AQ6-3 | AQ6-4 | AQ8-1 | AQ8-2 | AQ8-3 | AQ8-4 |
| LW001 | 100 | 600 | 45,3 | 32,0 | 11,7 | 41,3 | 9,3 | 59,3 | 48,8 | 39,8 |
| LW100 | 100 | 600 | 45,0 | 33,0 | 11,7 | 41,3 | 10,1 | 121,0 | 49,1 | 43,4 |
| LW200 | 100 | 600 | 48,2 | 33,9 | 12,4 | 42,1 | 11,1 | 152,6 | 47,6 | 42,0 |
| LW300 | 100 | 600 | 52,1 | 36,9 | 17,3 | 48,3 | 18,7 | 751,3 | 56,0 | 48,9 |
| LW400 | 100 | 600 | 52,2 | 38,0 | 16,2 | 46,1 | 17,8 | 898,1 | 56,2 | 48,2 |
| LW500 | 100 | 700 | 55,7 | 42,8 | 18,0 | 54,6 | 20,7 | 904,4 | 59,4 | 56,7 |

Tabelle D-7: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ10 und AQ11 (DLT2)
Stress range of steel dowel AQ10 and AQ11 (DLT2)

| Lastwechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Spannungs-schwingbreite $\Delta\sigma_{DMS}$ [N/mm ²] | | | | | | | |
|------------------------|-------------------|-------------------|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | | AQ10-1 | AQ10-2 | AQ10-3 | AQ10-4 | AQ11-1 | AQ11-2 | AQ11-3 | AQ11-4 |
| LW001 | 100 | 600 | 48,1 | 25,3 | 103,7 | 27,7 | 50,7 | 27,6 | 109,0 | 17,4 |
| LW100 | 100 | 600 | 47,9 | 25,1 | 101,2 | 28,6 | 51,8 | 22,6 | 103,9 | 19,7 |
| LW200 | 100 | 600 | 48,8 | 24,3 | 104,3 | 29,5 | 55,6 | 23,2 | 103,2 | 21,5 |
| LW300 | 100 | 600 | 54,6 | 28,1 | 108,4 | 34,6 | 63,9 | 26,6 | 64,1 | 25,4 |
| LW400 | 100 | 600 | 54,2 | 27,2 | 108,8 | 33,9 | 65,8 | 26,1 | 64,1 | 24,3 |
| LW500 | 100 | 700 | 73,2 | 22,3 | 113,1 | 41,6 | 84,8 | 27,4 | 45,6 | 31,8 |

Tabelle D-8: Verformungsschwingbreite am (DLT2)
Deformation range of steel dowel (DLT2)

| Lastwechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Verformungs-schwingbreite Δw [mm] | | | | | | | |
|------------------------|-------------------|-------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|
| | | | W1 | W2 | WSV1 | WSV2 | WU19 | WU29 | WU18 | WU28 |
| LW001 | 100 | 600 | 1,964 | 1,975 | 0,008 | 0,007 | 0,609 | 0,626 | - | - |
| LW100 | 100 | 600 | 1,950 | 2,015 | 0,010 | 0,011 | 0,619 | 0,740 | - | - |
| LW200 | 100 | 600 | 2,030 | 2,109 | 0,049 | 0,010 | 0,268 | 0,269 | - | - |
| LW300 | 100 | 600 | 2,145 | 2,211 | 0,069 | 0,010 | 0,803 | 0,671 | - | - |
| LW400 | 100 | 600 | 2,064 | 2,198 | 0,047 | 0,010 | 0,815 | 0,708 | - | - |
| LW500 | 100 | 700 | 3,191 | 3,092 | 0,140 | 0,132 | 1,310 | 1,453 | - | - |

Tabelle D-9: Spannungsschwingbreite am Dübel (Pos. 24°) unteres Bewehrungselement (DLT2)
Stress range of steel dowel (pos. 24°) in lower external reinforcement (DLT2)

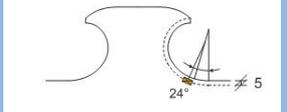
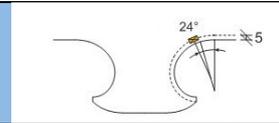
|  | | | AQ2-1 Spannungs-schwingbreite | | AQ4-1 Spannungs-schwingbreite | | AQ6-1 Spannungs-schwingbreite | | AQ11-3 Spannungs-schwingbreite | |
|---|-----------------|-----------------|----------------------------------|---------------------|----------------------------------|---------------------|----------------------------------|---------------------|-----------------------------------|---------------------|
| Lastwechsel (*1000) | Max. Last kN | Min. Last kN | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ |
| | | | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² | N/mm ² |
| Berechnung | 100 | 600 | 69,2 | 117,0 | 76,3 | 127,5 | 83,4 | 140,2 | 111,0 | 192,2 |
| LW001 | 100 | 600 | 59,7 | 98,4 | 30,6 | 50,4 | 45,3 | 74,7 | 109,0 | 179,8 |
| LW100 | 100 | 600 | 60,1 | 99,2 | 45,9 | 75,7 | 45,0 | 74,3 | 103,9 | 171,4 |
| LW200 | 100 | 600 | - | - | - | - | 48,2 | 79,6 | 103,2 | 170,4 |
| LW300 | 100 | 600 | 69,9 | 115,4 | 144,5 | 238,4 | 52,1 | 86,0 | 64,1 | 105,7 |
| LW400 | 100 | 600 | 67,5 | 111,4 | 177,2 | 292,3 | 52,2 | 86,1 | 64,1 | 105,7 |
| LW500 | 100 | 700 | 59,7 | 98,4 | 30,6 | 50,4 | 45,3 | 74,7 | 109,0 | 179,8 |

Tabelle D-10: Spannungsschwingbreite am Dübel (Pos. 24°) oberes Bewehrungselement (DLT2)
Stress range of steel dowel (pos. 24°) in upper external reinforcement (DLT2)

|  | | | CQ1-1 Schwingbreite | | CQ2-1 Schwingbreite | | CQ4-1 Schwingbreite | | CQ6-1 Schwingbreite | |
|---|--------------|--------------|------------------------|---------------------|------------------------|---------------------|------------------------|---------------------|------------------------|---------------------|
| Lastwechsel [*1000] | Max. Last | Min. Last | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ |
| | kN | kN | N/mm ² | N/mm ² |
| Berechnug | 100 | 600 | 91,6 | 155,8 | 97,8 | 165,0 | 104,0 | 174,2 | 116,4 | 192,6 |
| LW000 | 100 | 600 | 48,9 | 80,7 | 34,1 | 56,2 | 37,4 | 61,7 | 18,4 | 30,3 |
| LW100 | 100 | 600 | 57,0 | 94,1 | 4,1 | 6,8 | 37,4 | 61,8 | 23,0 | 38,0 |
| LW200 | 100 | 600 | 65,3 | 107,7 | 6,9 | 11,4 | 31,5 | 52,0 | - | - |
| LW300 | 100 | 600 | 55,0 | 90,7 | 15,6 | 25,7 | 37,3 | 61,6 | 35,9 | 59,2 |
| LW400 | 100 | 600 | 58,7 | 96,8 | 16,9 | 27,9 | 20,6 | 34,0 | 35,0 | 57,8 |
| LW500 | 100 | 700 | 7,8 | 12,9 | 24,8 | 41,0 | 28,9 | 47,7 | 34,2 | 56,4 |

D.3.3 DLT3 DLT3

Tabelle D-11: Spannungsschwingbreite am Dübel CQ1 und CQ2 (DLT3)
Stress range of steel dowel CQ1 and CQ2 (DLT3)

| Lastwechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Spannungs-schwingbreite $\Delta\sigma_{DMS}$ [N/mm ²] | | | | | | | |
|------------------------|----------------------|----------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | CQ1-1 | CQ1-2 | CQ1-3 | CQ1-4 | CQ2-1 | CQ2-2 | CQ2-3 | CQ2-4 |
| LW001 | 100 | 700 | 44,8 | 26,8 | 45,2 | 6,0 | 71,8 | 6,9 | 63,0 | 15,5 |
| LW100 | 100 | 700 | 66,5 | 31,3 | 54,3 | 7,9 | 110,3 | 8,2 | 71,4 | 14,9 |
| LW200 | 100 | 700 | 65,2 | 30,3 | 54,0 | 9,7 | 109,8 | 9,7 | 69,9 | 14,0 |
| LW300 | 100 | 700 | 65,0 | 30,1 | 52,9 | 8,8 | 114,4 | 8,9 | 74,2 | 15,1 |
| LW400 | 100 | 700 | 56,6 | 30,3 | 53,2 | 8,5 | 113,9 | 9,5 | 76,3 | 15,3 |
| LW500 | 100 | 700 | 39,7 | 30,2 | 51,1 | 8,8 | 105,2 | 7,6 | 74,3 | 16,2 |
| LW600 | 100 | 700 | 31,7 | 30,3 | 49,8 | 9,6 | 104,5 | 9,5 | 75,1 | 16,3 |
| LW700 | 100 | 700 | 32,7 | 32,0 | 49,7 | 9,1 | 103,6 | 8,9 | 77,6 | 17,3 |
| LW800 | 100 | 700 | 31,8 | 33,8 | 50,5 | 9,7 | 111,0 | 9,6 | 71,4 | 17,3 |
| LW900 | 100 | 700 | 30,7 | 31,7 | 52,5 | 9,9 | 110,1 | 9,9 | 21,2 | 19,6 |
| LW1000 | 100 | 700 | 13,0 | 30,0 | 53,2 | 8,4 | 111,1 | 20,7 | 97,6 | 19,1 |

Tabelle D-12: Spannungsschwingbreite am Dübel CQ4 und CQ6 (DLT3)
Stress range of steel dowel CQ4 and CQ6 (DLT3)

| Lastwechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Spannungs-schwingbreite $\Delta\sigma_{DMS}$ [N/mm ²] | | | | | | | |
|------------------------|----------------------|----------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | CQ4-1 | CQ4-2 | CQ4-3 | CQ4-4 | CQ6-1 | CQ6-2 | CQ6-3 | CQ6-4 |
| LW001 | 100 | 600 | 51,6 | 16,4 | 12,9 | 31,8 | 27,6 | 27,6 | 25,8 | 32,7 |
| LW100 | 100 | 600 | 44,2 | 9,5 | 11,1 | 34,4 | 26,2 | 25,8 | 23,0 | 31,4 |
| LW200 | 100 | 600 | 43,3 | 10,1 | 13,8 | 33,8 | 24,4 | 25,8 | 22,6 | 31,6 |
| LW300 | 100 | 600 | 42,3 | 10,6 | - | 36,1 | 23,0 | 25,7 | 26,5 | 32,6 |
| LW400 | 100 | 600 | 38,0 | 8,1 | - | 36,6 | 21,6 | 24,6 | 27,1 | 31,3 |
| LW500 | 100 | 700 | 46,5 | 9,5 | - | 34,2 | 30,8 | 20,5 | 22,5 | 32,2 |
| LW600 | 100 | 700 | 41,6 | 9,4 | - | 33,4 | 31,8 | 19,8 | 23,0 | 31,7 |
| LW700 | 100 | 700 | 45,6 | 9,9 | - | 34,1 | 33,4 | 18,9 | 24,5 | 32,2 |
| LW800 | 100 | 700 | 47,3 | 9,9 | - | 35,4 | 34,1 | 19,8 | 26,1 | 33,3 |
| LW900 | 100 | 700 | 51,9 | 9,9 | - | 35,4 | 35,5 | 19,1 | 25,9 | 31,9 |
| LW1000 | 100 | 700 | 50,4 | 8,2 | - | 34,8 | 31,6 | 19,1 | 22,2 | 31,3 |

Tabelle D-13: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ2 und AQ4 (DLT3)
Stress range of steel dowel AQ2 and AQ4 (DLT3)

| Last- wechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Spannungs-schwingbreite $\Delta\sigma_{DMS}$ [N/mm ²] | | | | | | | |
|-----------------------------|----------------------|----------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | AQ2-1 | AQ2-2 | AQ2-4 | AQ4-1 | AQ4-2 | AQ4-4 | CD1-1 | CD1-2 |
| LW001 | 100 | 600 | 68,6 | 14,0 | 22,2 | 88,9 | 27,8 | 33,4 | 21,0 | - |
| LW100 | 100 | 600 | 74,4 | 14,2 | 23,9 | 98,9 | 30,7 | 34,6 | 12,9 | - |
| LW200 | 100 | 600 | 75,3 | 15,6 | 25,0 | 98,5 | 30,6 | 34,9 | 16,1 | - |
| LW300 | 100 | 600 | 77,6 | 15,3 | 24,8 | 101,0 | 31,5 | 35,8 | 18,2 | - |
| LW400 | 100 | 600 | 75,6 | 15,4 | 24,8 | 103,1 | 31,1 | 35,9 | 16,9 | - |
| LW500 | 100 | 700 | 83,6 | 16,0 | 26,4 | 109,1 | 32,8 | 37,4 | 14,9 | - |
| LW600 | 100 | 700 | 80,8 | 15,1 | 27,3 | 107,3 | 32,5 | 37,8 | 18,0 | - |
| LW700 | 100 | 700 | 83,8 | 15,6 | 25,2 | 108,9 | 31,4 | 36,4 | 18,8 | - |
| LW800 | 100 | 700 | 82,4 | 15,0 | 27,3 | 108,8 | 32,0 | 38,3 | 20,0 | - |
| LW900 | 100 | 700 | 87,7 | 15,1 | 26,5 | 110,5 | 32,6 | 37,8 | 20,0 | - |
| LW1000 | 100 | 700 | 83,9 | 14,7 | 25,7 | 108,8 | 31,0 | 37,0 | 20,4 | - |

Tabelle D-14: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ6 und AQ8 (DLT3)
Stress range of steel dowel AQ6 and AQ8 (DLT3)

| Last- wechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Spannungs-schwingbreite $\Delta\sigma_{DMS}$ [N/mm ²] | | | | | | | |
|-----------------------------|----------------------|----------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | AQ6-1 | AQ6-2 | AQ6-3 | AQ6-4 | AQ8-1 | AQ8-2 | AQ8-3 | AQ8-4 |
| LW001 | 100 | 600 | 56,9 | 31,4 | 12,5 | 48,9 | 30,8 | 34,8 | 70,9 | 49,6 |
| LW100 | 100 | 600 | 49,2 | 30,2 | 10,4 | 51,0 | 25,9 | 28,9 | 59,0 | 54,1 |
| LW200 | 100 | 600 | 49,0 | 29,7 | 10,4 | 51,1 | 25,6 | 30,1 | 58,4 | 52,0 |
| LW300 | 100 | 600 | 50,4 | 30,2 | 11,4 | 51,6 | 24,6 | 30,8 | 61,0 | 55,0 |
| LW400 | 100 | 600 | 50,9 | 30,2 | 9,4 | 51,0 | 24,8 | 30,4 | 61,0 | 53,2 |
| LW500 | 100 | 700 | 59,4 | 32,0 | 11,4 | 54,3 | 26,8 | 33,2 | 59,6 | 57,8 |
| LW600 | 100 | 700 | 58,4 | 31,2 | 11,0 | 54,7 | 27,0 | 33,3 | 59,6 | 57,7 |
| LW700 | 100 | 700 | 58,6 | 30,8 | 10,6 | 53,8 | 29,3 | 33,7 | 59,9 | 56,7 |
| LW800 | 100 | 700 | 59,2 | 31,1 | 10,3 | 54,1 | 27,0 | 33,4 | 60,5 | 56,8 |
| LW900 | 100 | 700 | 58,6 | 31,5 | 10,8 | 54,7 | 28,5 | 33,6 | 59,4 | 57,4 |
| LW1000 | 100 | 700 | 58,4 | 31,4 | 10,8 | 54,2 | 24,0 | 31,1 | 60,0 | 56,5 |

Tabelle D-15: Spannungsschwingbreite am Dübel AQ10 und AQ11 (DLT3)
Stress range of steel dowel AQ10 and AQ11 (DLT3)

| Last- wechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Spannungs-schwingbreite $\Delta\sigma_{DMS}$ [N/mm ²] | | | | | | | |
|-----------------------------|----------------------|----------------------|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | | AQ10-1 | AQ10-2 | AQ10-3 | AQ10-4 | AQ11-1 | AQ11-2 | AQ11-3 | AQ11-4 |
| LW001 | 100 | 600 | 42,5 | 30,4 | 101,4 | 28,2 | 64,9 | 69,7 | 93,9 | 19,9 |
| LW100 | 100 | 600 | 38,9 | 22,1 | 69,3 | 37,7 | 45,1 | 18,0 | 116,8 | 26,6 |
| LW200 | 100 | 600 | 32,3 | 21,3 | 70,7 | 37,8 | 44,9 | 10,9 | 115,3 | 26,6 |
| LW300 | 100 | 600 | 23,8 | 23,5 | 73,8 | 38,9 | 42,7 | 9,1 | 118,6 | 29,4 |
| LW400 | 100 | 600 | 38,9 | 20,1 | 78,0 | 40,5 | 9,2 | 12,7 | 116,2 | 31,0 |
| LW500 | 100 | 700 | 56,4 | 19,8 | 85,8 | 46,1 | 9,8 | 16,7 | 114,6 | 37,3 |
| LW600 | 100 | 700 | 40,2 | 20,7 | 85,3 | 46,9 | 10,0 | 17,7 | 117,1 | 37,3 |
| LW700 | 100 | 700 | 32,1 | 18,8 | 89,2 | 47,9 | 10,6 | 17,5 | 117,3 | 38,8 |
| LW800 | 100 | 700 | 18,1 | 20,5 | 93,0 | 46,7 | 9,9 | 17,8 | 125,2 | 36,1 |
| LW900 | 100 | 700 | 26,5 | 19,5 | 101,4 | 45,9 | 11,3 | 20,7 | 126,4 | 34,4 |
| LW1000 | 100 | 700 | 21,9 | 18,5 | 89,7 | 47,1 | 10,5 | 21,1 | 128,0 | 35,7 |

Tabelle D-16: Wichtige Ergebnisse der Verformungsmessungen (DLT3)
Important results of deformation measurement (DLT3)

| Lastwechsel [*1000] | Max. Last [kN] | Min. Last [kN] | Verformungs-schwingbreite Δw [mm] | | | | | | | |
|------------------------|-------------------|-------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|
| | | | W1 | W2 | WSV1 | WSV2 | WU19 | WU29 | WU18 | WU28 |
| LW001 | 100 | 600 | 1,571 | 1,713 | 0,104 | 0,041 | 0,071 | 0,078 | - | - |
| LW100 | 100 | 600 | 1,942 | 1,996 | 0,217 | 0,076 | 0,250 | 0,237 | - | - |
| LW200 | 100 | 600 | 1,990 | 2,045 | 0,238 | 0,086 | 0,269 | 0,268 | - | - |
| LW300 | 100 | 600 | 1,975 | 2,118 | 0,243 | 0,099 | 0,342 | 0,292 | - | - |
| LW400 | 100 | 600 | 1,989 | 2,161 | 0,246 | 0,098 | 0,386 | 0,305 | - | - |
| LW500 | 100 | 700 | 2,230 | 2,326 | 0,241 | 0,123 | 0,444 | 0,589 | - | - |
| LW600 | 100 | 700 | 2,271 | 2,403 | 0,284 | 0,131 | 0,539 | 0,678 | - | - |
| LW700 | 100 | 700 | 2,320 | 2,408 | 0,302 | 0,110 | 0,562 | 0,777 | - | - |
| LW800 | 100 | 700 | 2,389 | 2,446 | 0,299 | 0,109 | 0,618 | 0,787 | - | - |
| LW900 | 100 | 700 | 2,453 | 2,547 | 0,292 | 0,122 | 0,640 | 0,776 | - | - |
| LW1000 | 100 | 700 | 2,472 | 2,475 | 0,298 | 0,144 | 0,682 | 0,823 | - | - |

Tabelle D-17: Spannungsschwingbreite am Dübel (Pos. 24°) untere Verbundleiste (DLT3)
Stress range of steel dowel (pos. 24°) in lower external reinforcement (DLT3)

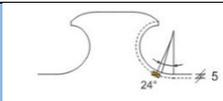
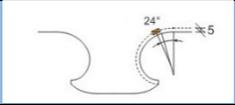
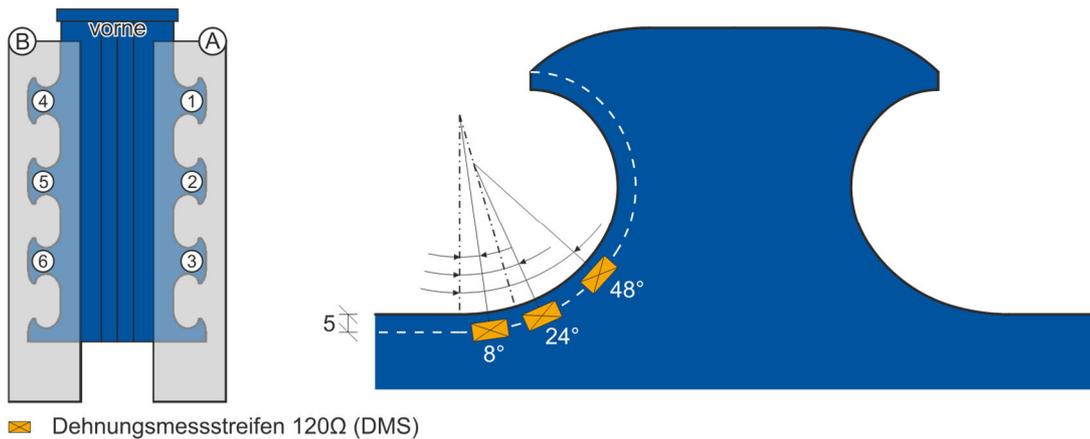
|  | | | AQ2-1 | | AQ4-1 | | AQ6-1 | | AQ11-3 | |
|---|-----------|-----------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|
| Lastwechsel | Max. Last | Min. Last | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ |
| | kN | kN | N/mm ² | N/mm ² |
| Berechnung | 100 | 700 | 105,3 | 178,1 | 116,1 | 194,2 | 127,0 | 213,5 | 133,2 | 219,8 |
| LW001 | 100 | 700 | 65,5 | 108,1 | 93,9 | 155,0 | 49,2 | 81,3 | 93,9 | 155,0 |
| LW100 | 100 | 700 | 74,4 | 122,8 | 98,9 | 163,3 | 49,2 | 81,1 | 116,8 | 192,7 |
| LW200 | 100 | 700 | 75,3 | 124,3 | 98,5 | 162,6 | 49,0 | 80,9 | 115,3 | 190,2 |
| LW300 | 100 | 700 | 77,6 | 128,1 | 101,0 | 166,7 | 50,4 | 83,2 | 118,6 | 195,7 |
| LW400 | 100 | 700 | 75,6 | 124,8 | 103,1 | 170,2 | 50,9 | 84,1 | 116,2 | 191,7 |
| LW500 | 100 | 700 | 83,6 | 138,0 | 109,1 | 180,2 | 59,4 | 98,1 | 114,6 | 189,0 |
| LW600 | 100 | 700 | 80,8 | 133,3 | 107,3 | 177,1 | 58,4 | 96,4 | 117,1 | 193,3 |
| LW700 | 100 | 700 | 83,8 | 138,4 | 108,9 | 179,7 | 58,6 | 96,8 | 117,3 | 193,5 |
| LW800 | 100 | 700 | 82,4 | 136,0 | 108,8 | 179,6 | 59,2 | 97,7 | 125,2 | 206,5 |
| LW900 | 100 | 700 | 87,7 | 144,8 | 110,5 | 182,4 | 58,6 | 96,8 | 126,4 | 208,6 |
| LW1000 | 100 | 700 | 83,9 | 138,5 | 108,8 | 179,5 | 58,4 | 96,4 | 128,0 | 211,1 |

Tabelle D-18: Spannungsschwingbreite Dübel (Pos. 24°) obere Verbundleiste (DLT3)
Stress range of steel dowel (pos. 24°) in upper external reinforcement (DLT3)

|  | | | CQ1-1 | | CQ2-1 | | CQ4-1 | | CQ6-1 | |
|---|-----------|-----------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|
| Lastwechsel | Max. Last | Min. Last | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ | $\Delta\sigma_{DMS}$ | $\Delta\sigma_{HS}$ |
| | kN | kN | N/mm ² | N/mm ² |
| Berechnug | 100 | 700 | 109,9 | 186,9 | 117,3 | 198,0 | 124,8 | 209,0 | 139,6 | 233,1 |
| LW000 | 100 | 700 | 56,8 | 93,8 | 118,6 | 195,8 | 41,7 | 68,9 | 20,1 | 33,2 |
| LW100 | 100 | 700 | 66,5 | 109,9 | 110,3 | 182,2 | 44,2 | 73,0 | 26,2 | 43,2 |
| LW200 | 100 | 700 | 65,2 | 107,7 | 109,8 | 181,3 | 43,3 | 71,5 | 24,4 | 40,3 |
| LW300 | 100 | 700 | 65,0 | 107,4 | 114,4 | 188,8 | 42,3 | 69,8 | 23,0 | 38,0 |
| LW400 | 100 | 700 | 56,6 | 93,4 | 113,9 | 188,1 | 38,0 | 62,7 | 21,6 | 35,7 |
| LW500 | 100 | 700 | 39,7 | 65,5 | 105,2 | 173,6 | 46,5 | 76,8 | 30,8 | 50,8 |
| LW600 | 100 | 700 | 31,7 | 52,4 | 104,5 | 172,5 | 41,6 | 68,7 | 31,8 | 52,4 |
| LW700 | 100 | 700 | 32,7 | 54,0 | 103,6 | 171,0 | 45,6 | 75,2 | 33,4 | 55,2 |
| LW800 | 100 | 700 | 31,8 | 52,5 | 111,0 | 183,3 | 47,3 | 78,1 | 34,1 | 56,3 |
| LW900 | 100 | 700 | 30,7 | 50,7 | 110,1 | 181,7 | 51,9 | 85,7 | 35,5 | 58,6 |
| LW1000 | 100 | 700 | 13,0 | 21,4 | 111,1 | 183,3 | 50,4 | 83,2 | 31,6 | 52,2 |

E Ergebnisse statische Versuche mit Querkzug Static test results with transversal tension

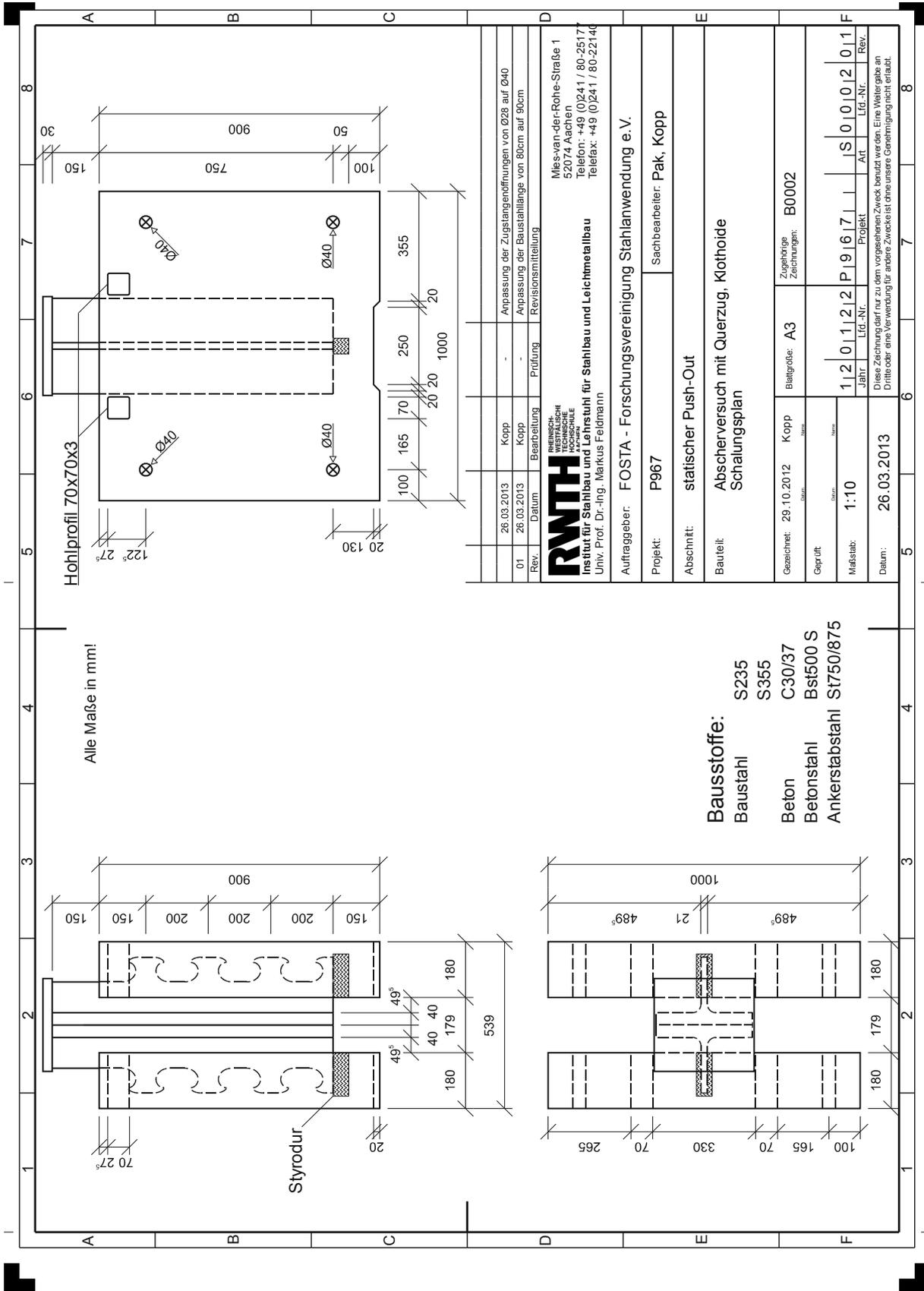
In diesem Kapitel sind die Versuchsergebnisse der statischen Abscherversuche mit zusätzlichem Querkzug systematisch zusammengefasst. Neben den Bewehrungs- und Schalplänen sind alle gemessenen Ergebnisse der sechs Versuche dargestellt und fotografisch dokumentiert. Aus Abbildung E.1 ist die Position aller in den statischen Versuchen angebrachten Dehnungsmessstreifen (DMS) auf den Stahlzähnen ersichtlich.



| Versuch | DMS Nr. | Zahn A1 | | | Zahn A2 | | | Zahn A3 | | | Zahn B4 | | | Zahn B5 | | | Zahn B6 | | |
|---------|---------|---------|-----|-----|---------|-----|-----|---------|-----|-----|---------|-----|-----|---------|-----|-----|---------|-----|-----|
| | | 8° | 24° | 48° | 8° | 24° | 48° | 8° | 24° | 48° | 8° | 24° | 48° | 8° | 24° | 48° | 8° | 24° | 48° |
| POT-01 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| POT-02 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| POT-03 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| POT-04 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| POT-05 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| POT-06 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |

Abbildung E-1: Position der angebrachten DMS aller statischer Versuche mit Querkzug
Location of applied strain gauges of all static tests with transversal tension

E.1 Schalungsplan Formwork plan



E.3 POT-01 (Referenzversuch ohne Querzug) POT-01 (reference test without transversal tension)

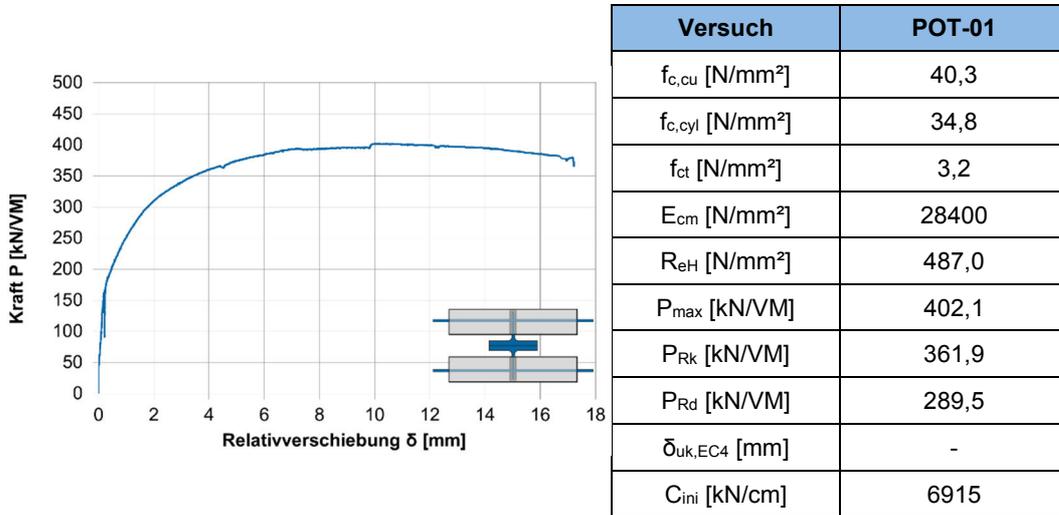


Abbildung E-2: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts)
Load-slip-curve (left) and test data (right)



Abbildung E-3: Sägeschnitt Platte A
Saw cut slab A

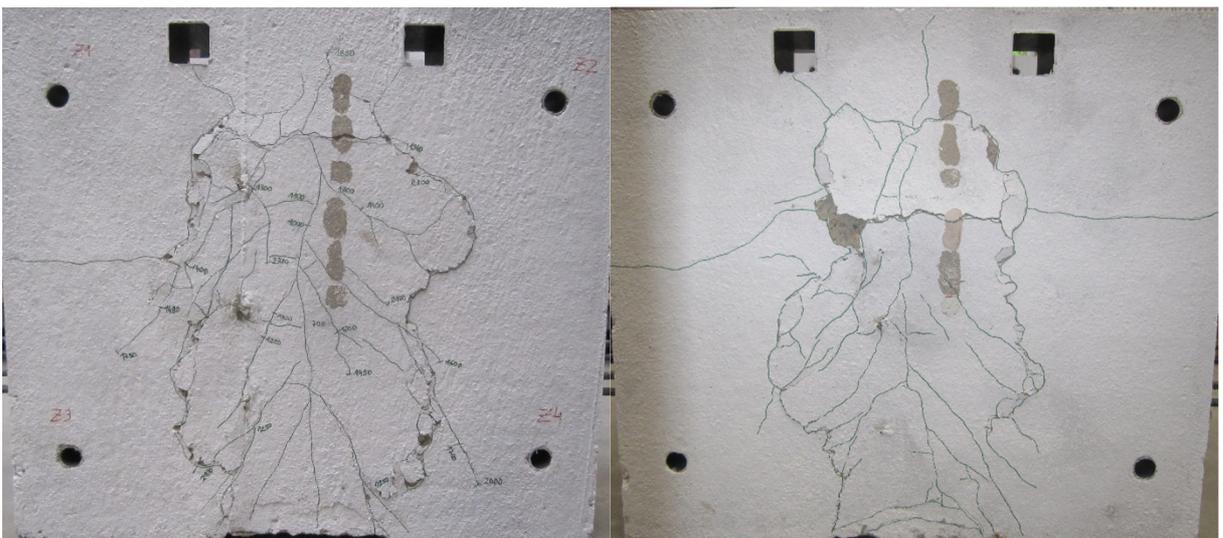


Abbildung E-4: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

E.4 POT-02 POT-02

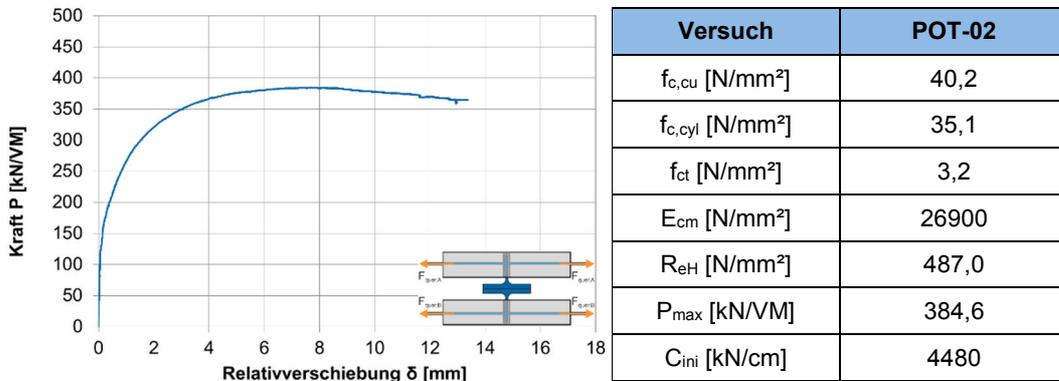


Abbildung E-5: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts)
Load-slip-curve (left) and test data (right)

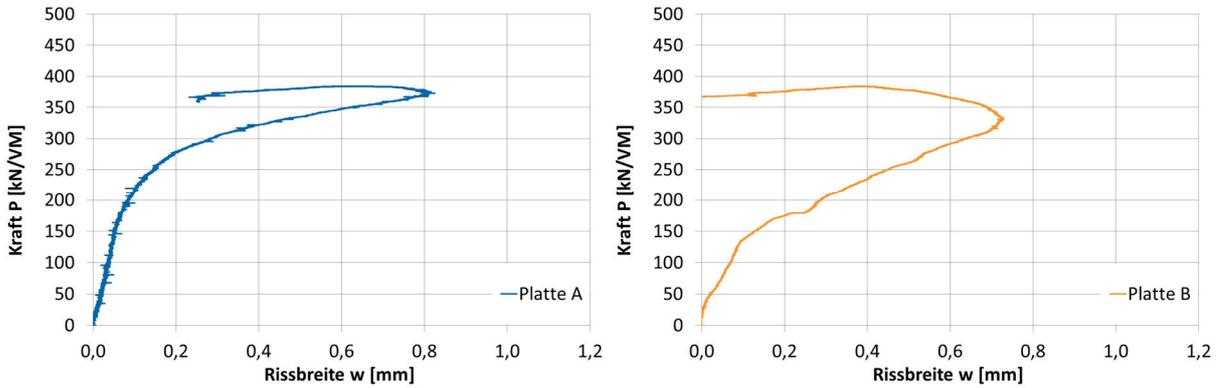


Abbildung E-6: Kraft-Rissbreite über Verbunddübeleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Load-crack width above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)



Abbildung E-7: Sägeschnitt Platte A
Saw cut slab A

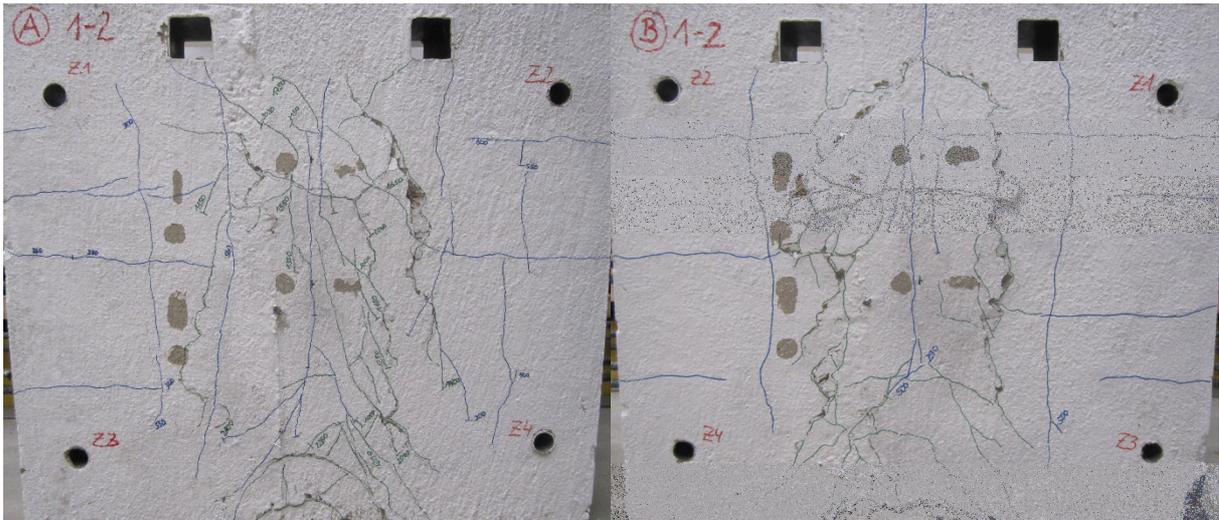


Abbildung E-8: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

E.5 POT-03 POT-03

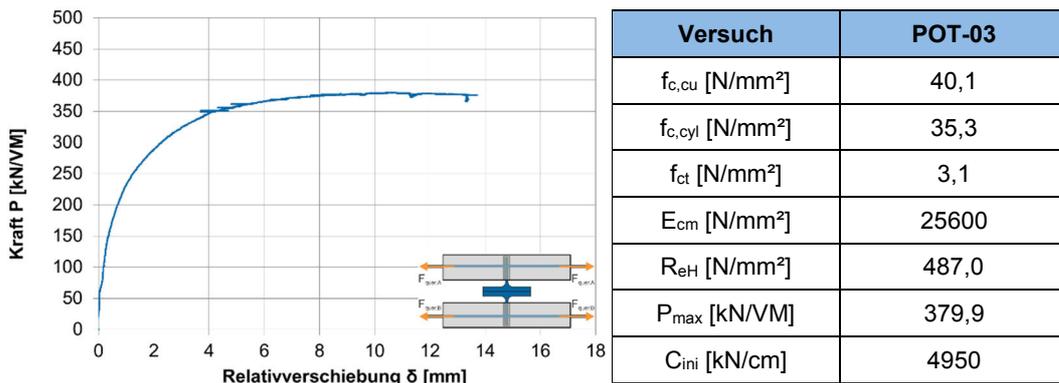


Abbildung E-9: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts)
Load-slip-curve (left) and test data (right)

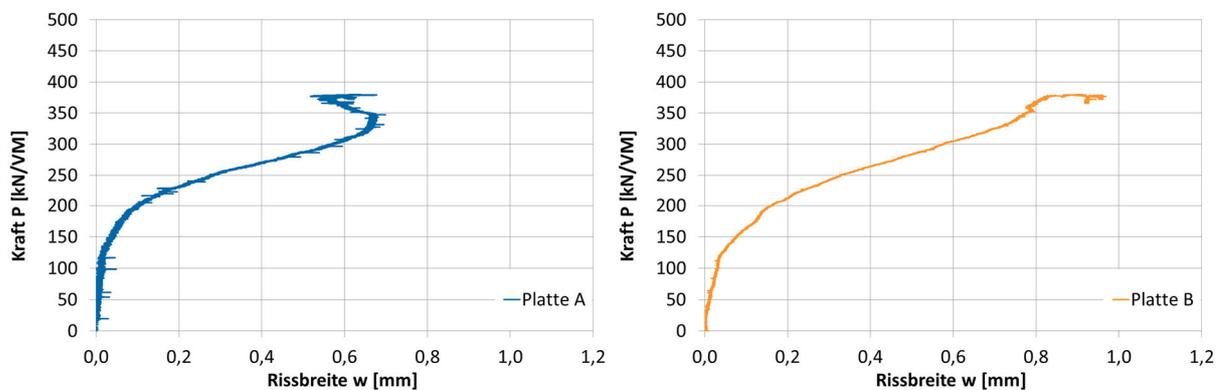


Abbildung E-10: Kraft-Rissbreite über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Load-crack width above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)



Abbildung E-11: Sägeschnitt Platte A
Saw cut slab A

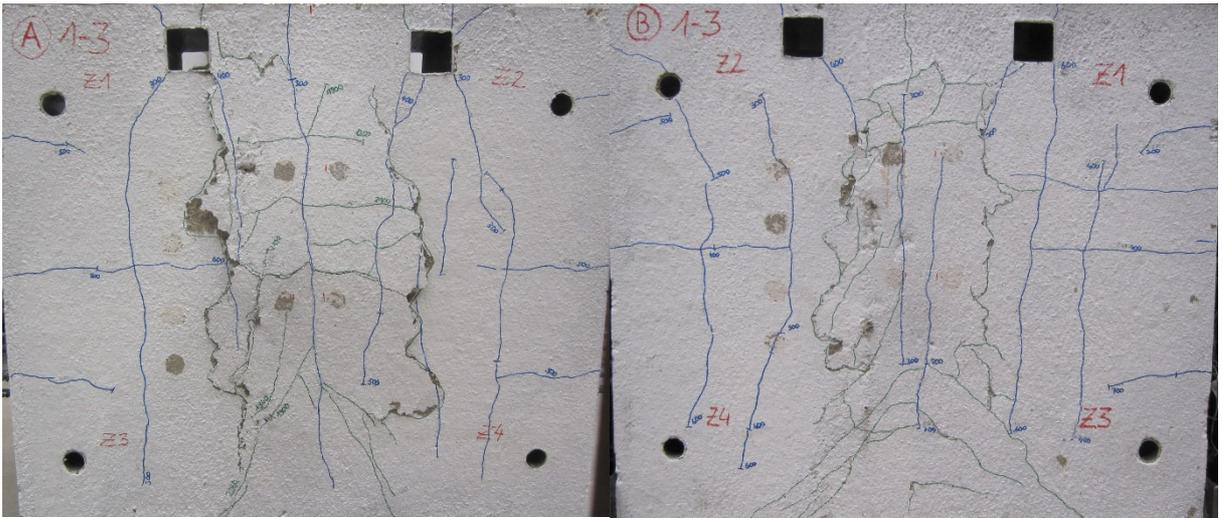


Abbildung E-12: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

E.6 POT-04 POT-04

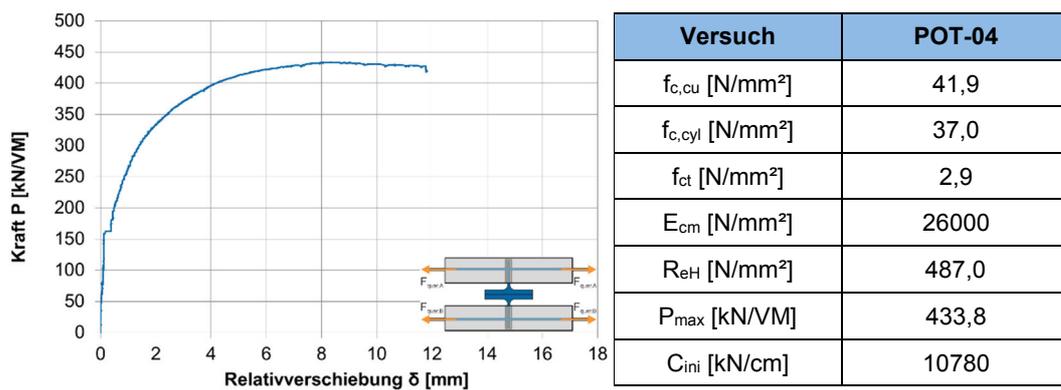


Abbildung E-13: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts)
Load-slip-curve (left) and test data (right)

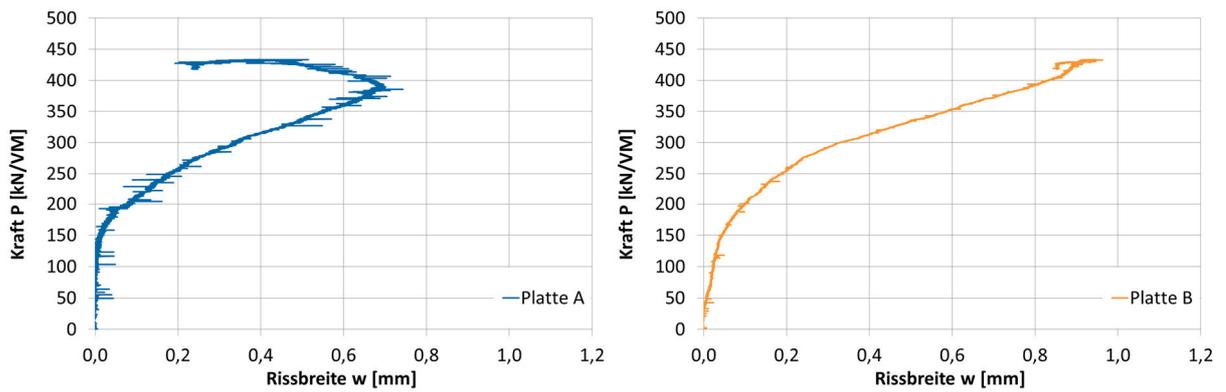


Abbildung E-14: Kraft-Rissbreite über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Load-crack width above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)



Abbildung E-15: Sägeschnitt Platte A
Saw cut slab A



Abbildung E-16: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

E.7 POT-05 POT-05

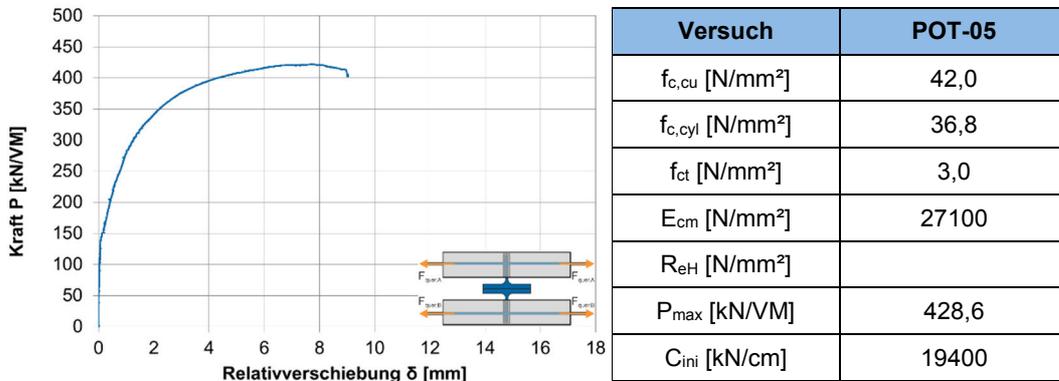


Abbildung E-17: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts)
Load-slip-curve (left) and test data (right)

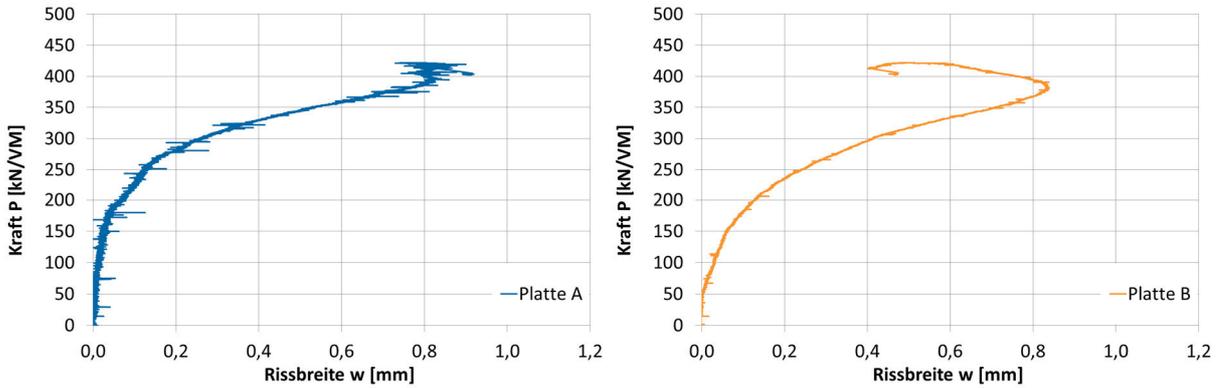


Abbildung E-18: Kraft-Rissbreite über Verbunddübeleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Load-crack width above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)



Abbildung E-19: Sägeschnitt Platte A
Saw cut slab A

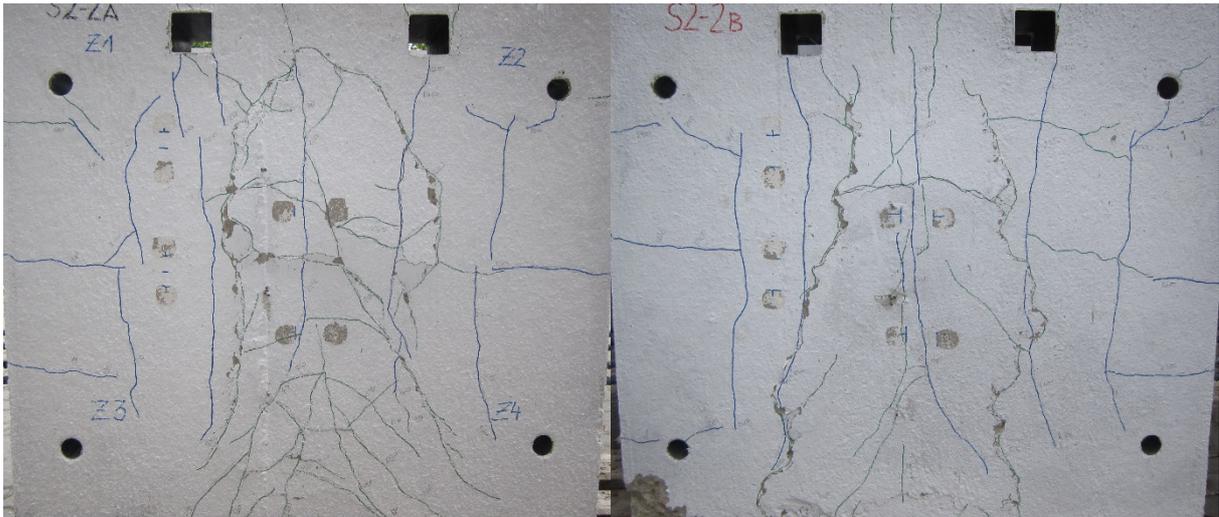


Abbildung E-20: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

E.8 POT-06 POT-06

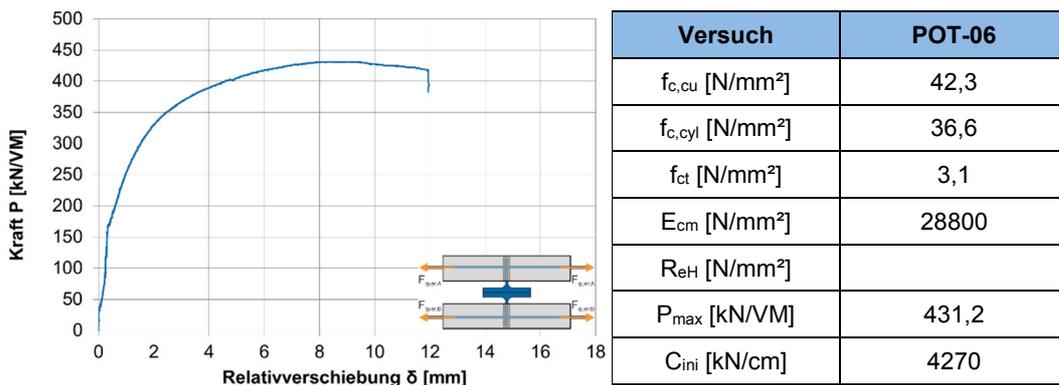


Abbildung E-21: Kraft-Schlupf-Diagramm (links) und Versuchsdaten (rechts)
Load-slip-curve (left) and test data (right)

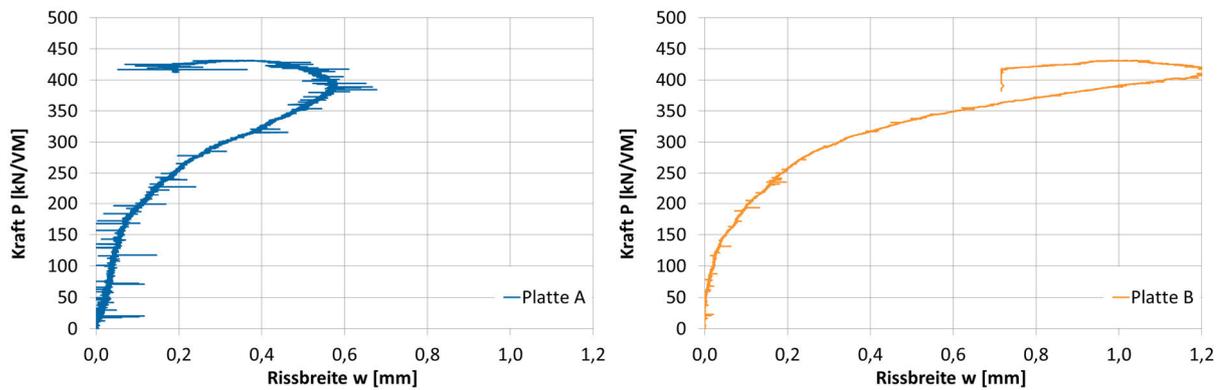


Abbildung E-22: Kraft-Rissbreite über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Load-crack width above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)



Abbildung E-23: Sägeschnitt Platte A
Saw cut slab A

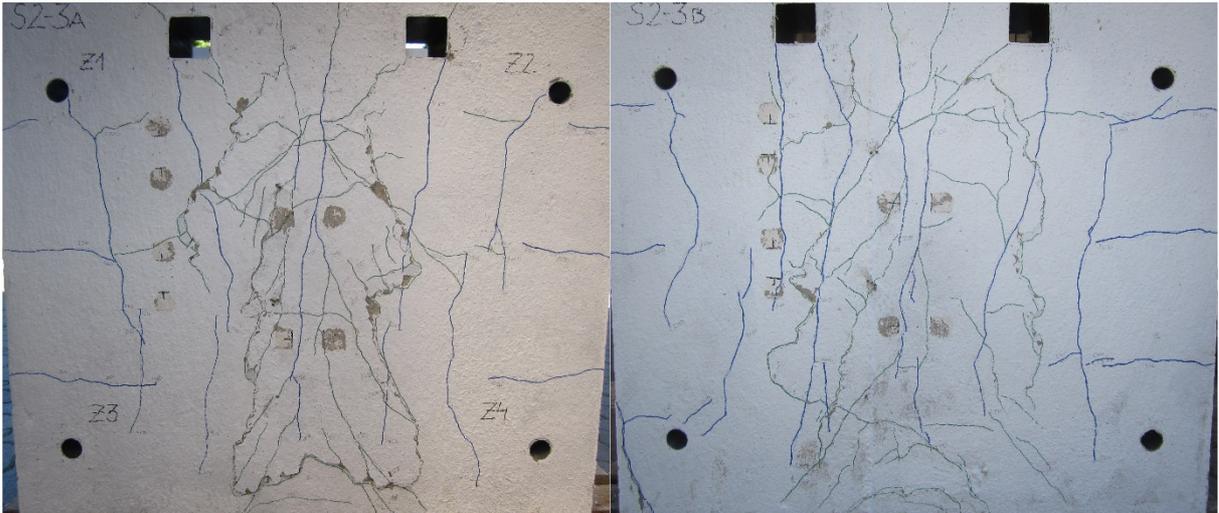
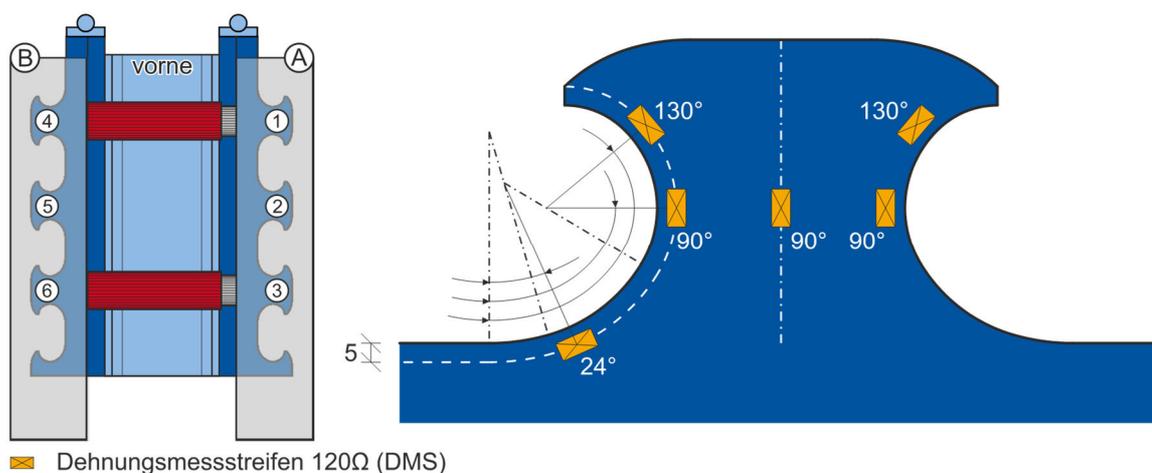


Abbildung E-24: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

F Ergebnisse statische Schub-Zug-Versuche Results of static shear-tension-tests

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse der Schub-Zug-Versuche systematisch zusammengefasst. Neben den Bewehrungs- und Schalplänen sind alle gemessenen Ergebnisse der vier Versuche dargestellt. Außerdem sind die Versuche fotografisch dokumentiert. Aus Abbildung F-1 ist die Position aller in den Versuchen applizierten DMS auf den Stahlzähnen ersichtlich.



| Versuch | DMS Nr. | Zahn A1 / Zahn B4 | | | | | | Zahn A2 / Zahn B5 | | | | | | Zahn A3 / Zahn B6 | | | | | | |
|---------|---------|-------------------|------------------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|--|
| | | 24° | 90° _r | 90° _m | 90° _t | 130° _r | 130° _t | 24° | 90° _r | 90° _m | 90° _t | 130° _r | 130° _t | 24° | 90° _r | 90° _m | 90° _t | 130° _r | 130° _t | |
| POT-07 | 1 | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 6 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 7 | | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| | 8 | | | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | |
| | 9 | | | | | | | | | | ■ | | | | | | | | | |
| | 10 | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | | | |
| | 11 | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | | |
| | 12 | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | |
| | 13 | | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | |
| | 14 | | | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | |
| POT-08 | 1 | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 6 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 7 | | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| | 8 | | | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | |
| | 9 | | | | | | | | | | ■ | | | | | | | | | |
| | 10 | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | | | |
| | 11 | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | | |
| | 12 | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | |
| | 13 | | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | |
| | 14 | | | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | |

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Fortsetzung

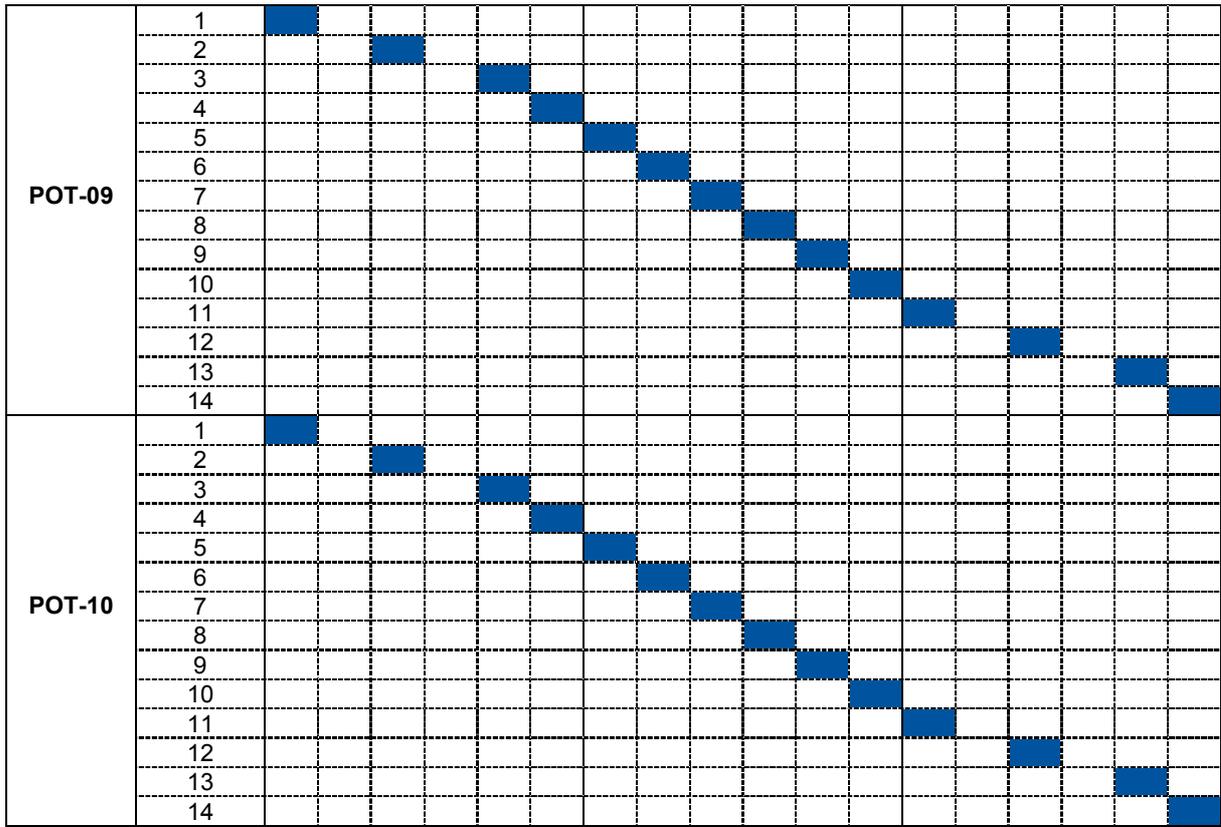
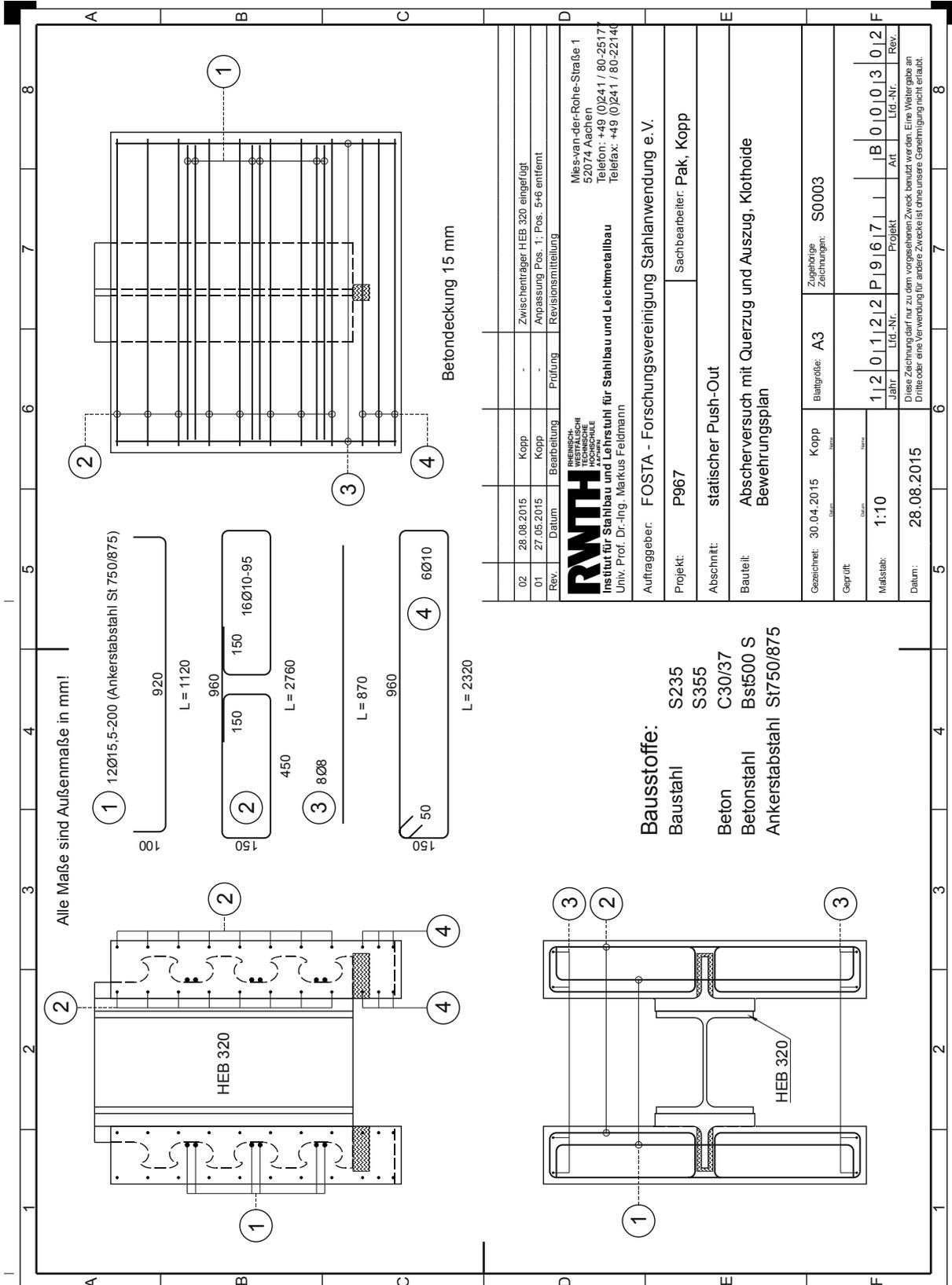


Abbildung F-1: Position der angebrachten DMS aller Schub-Zug-Versuche
Location of applied strain gauges of all shear-tension interaction tests

F.2 Bewehrungsplan Reinforcement plan



F.3 POT-07 POT-07

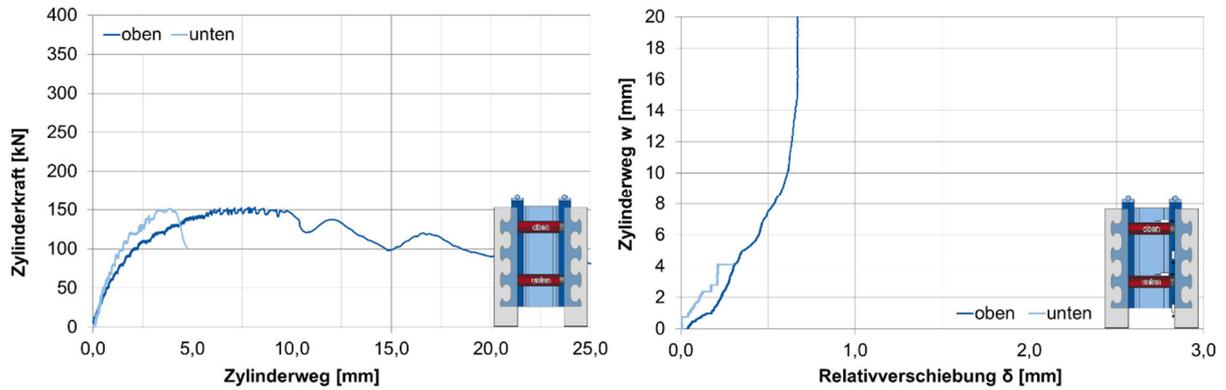


Abbildung F-2: Zugkraft-Weg Zylinder (links) und Weg-Schlupf-Diagramm (rechts)
Tension-displacement of hydraulic jack (left) and jack displacement-slip-curve (right)

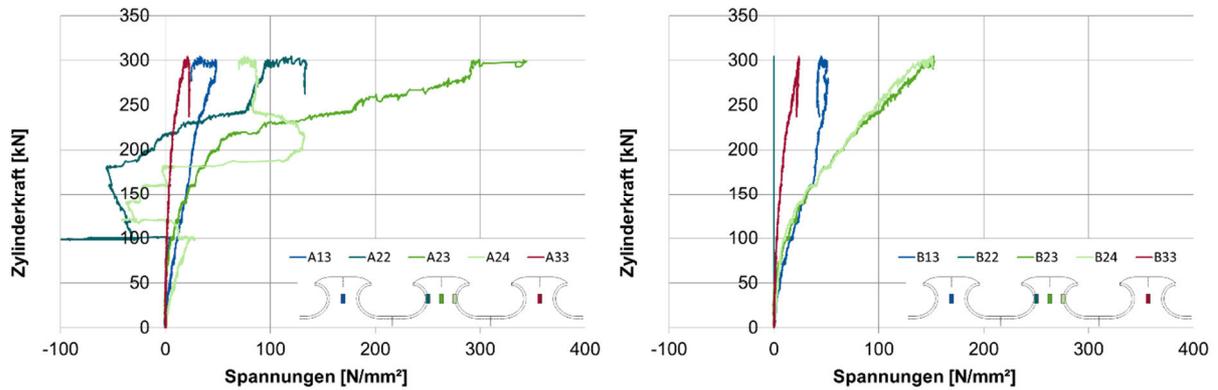


Abbildung F-3: Zugkraft-Spannungen bei 90° an den Verbunddübeln, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Tension-stress-curve at 90° of the composite dowels, slab A (left), slab B (right)

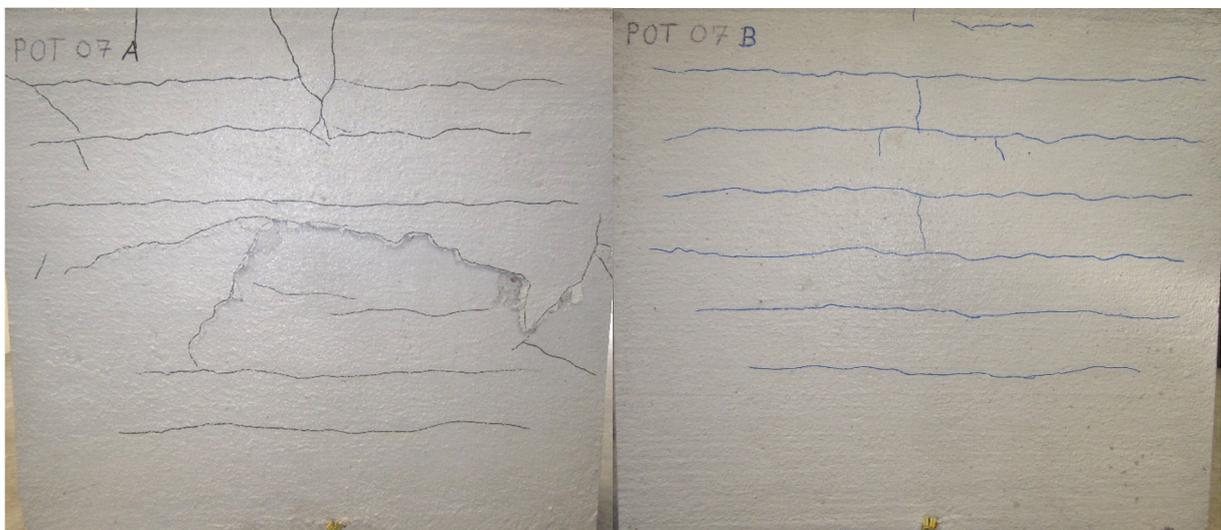


Abbildung F-4: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

F.4 POT-08 POT-08

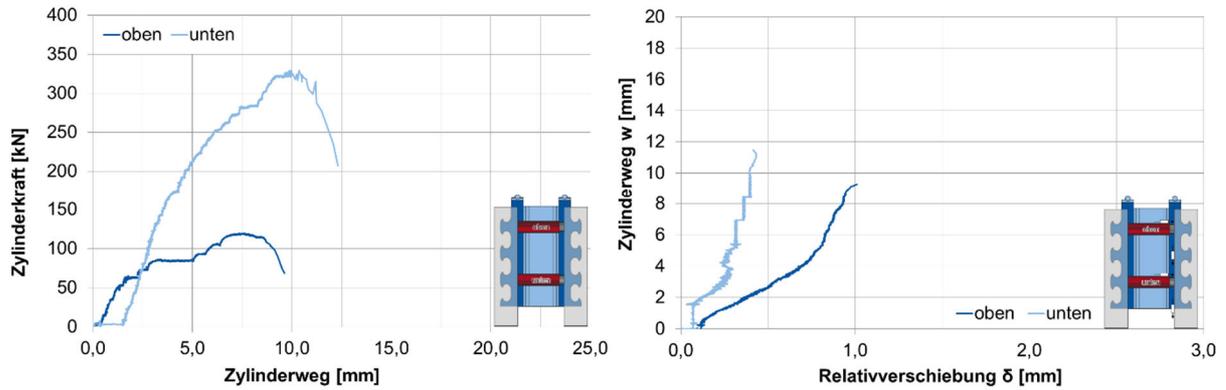


Abbildung F-5: Zugkraft-Weg Zylinder (links) und Weg-Schlupf-Diagramm (rechts)
Tension-displacement of hydraulic jack (left) and jack displacement-slip-curve (right)

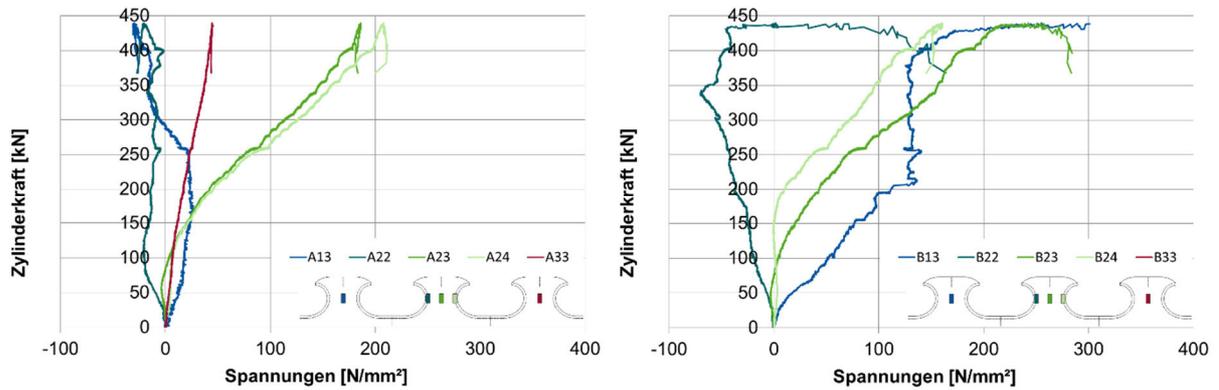


Abbildung F-6: Zugkraft-Spannungen bei 90° an den Verbunddübeln, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Tension-stress-curve at 90° of the composite dowels, slab A (left), slab B (right)

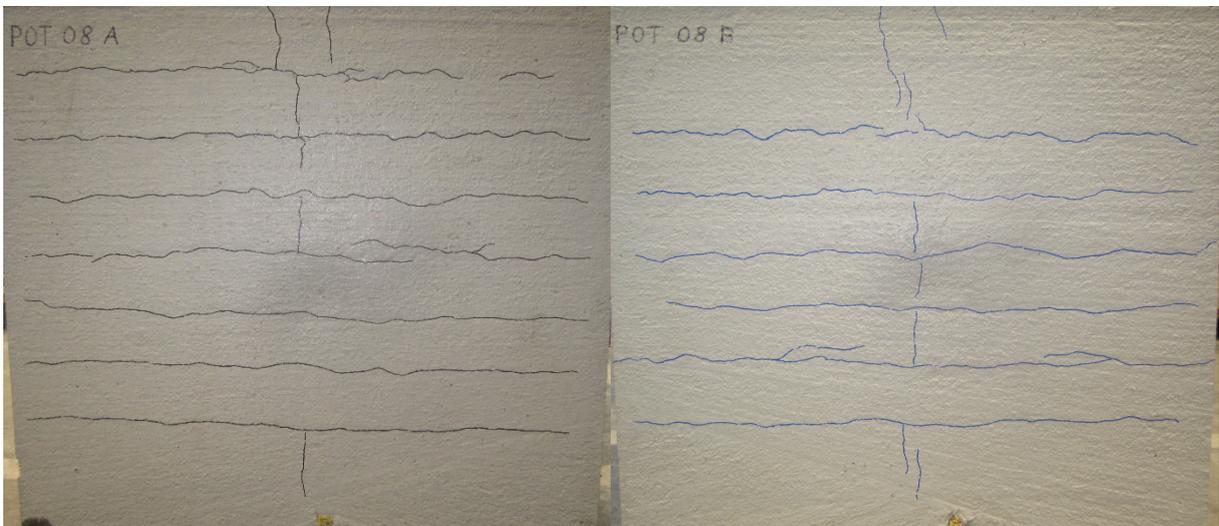


Abbildung F-7: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

F.5 POT-09 POT-09

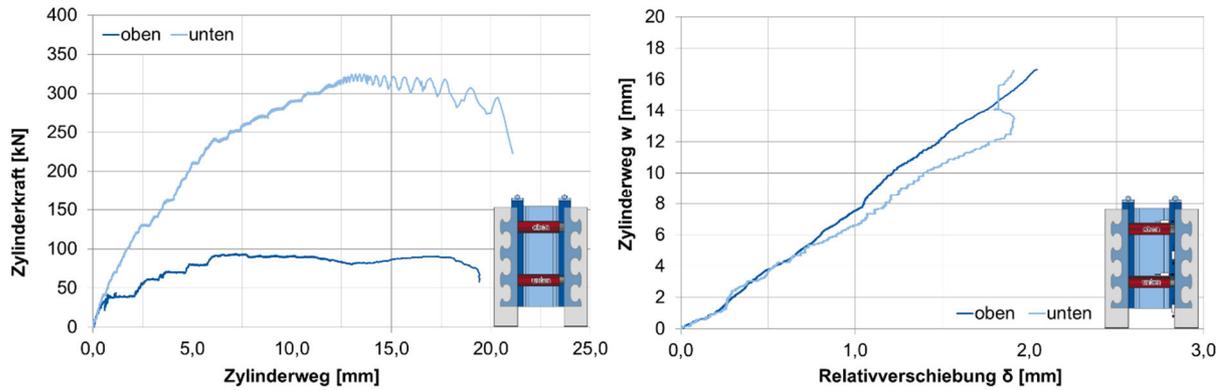


Abbildung F-8: Zugkraft-Weg Zylinder (links) und Weg-Schlupf-Diagramm (rechts)
Tension-displacement of hydraulic jack (left) and jack displacement-slip-curve (right)

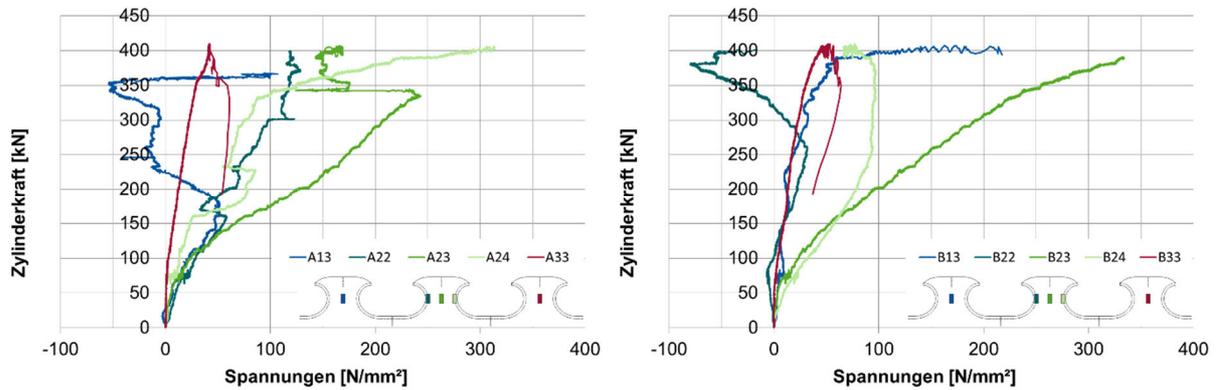


Abbildung F-9: Zugkraft-Spannungen bei 90° an den Verbunddübeln, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Tension-stress-curve at 90° of the composite dowels, slab A (left), slab B (right)

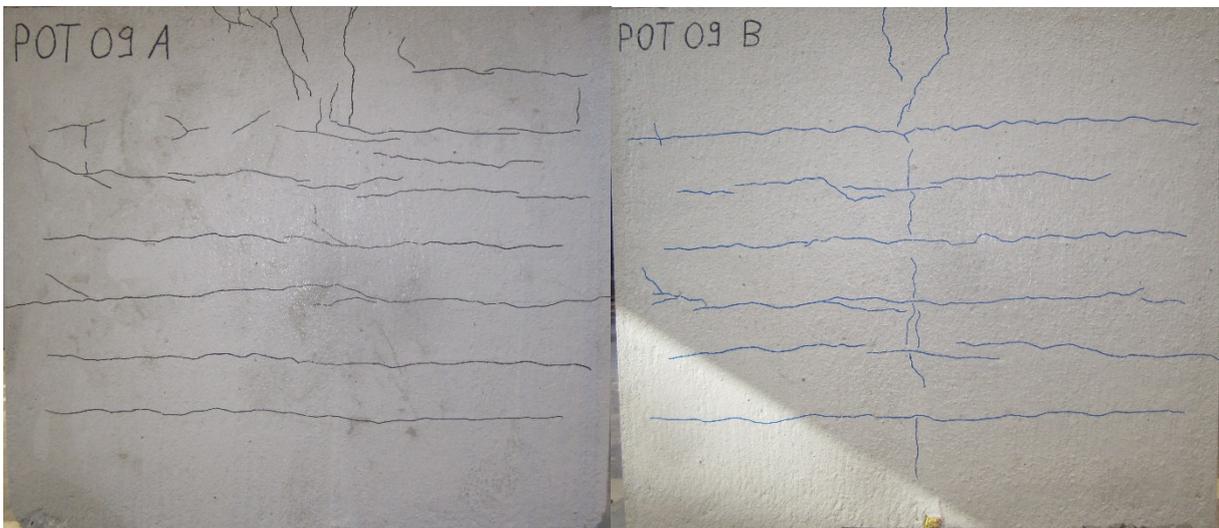


Abbildung F-10: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

F.6 POT-10 POT-10

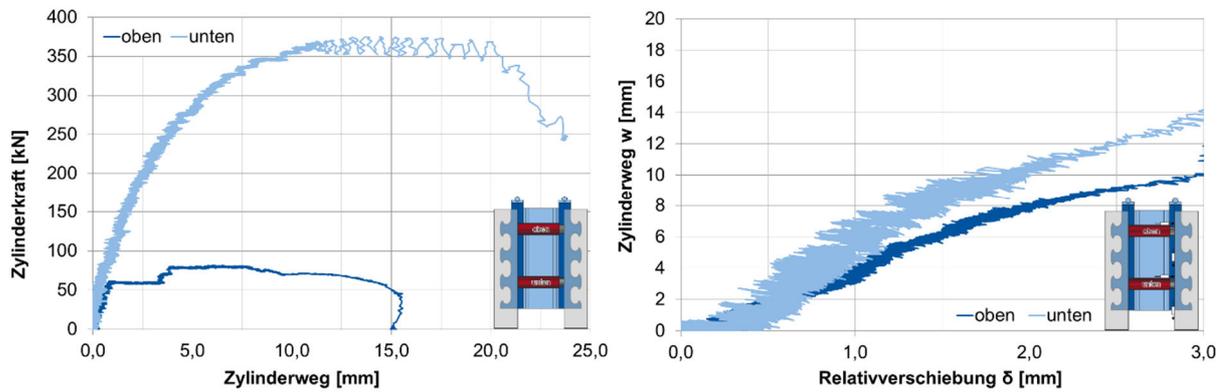


Abbildung F-11: Zugkraft-Weg Zylinder (links) und Weg-Schlupf-Diagramm (rechts)
Tension-displacement of hydraulic jack (left) and jack displacement-slip-curve (right)

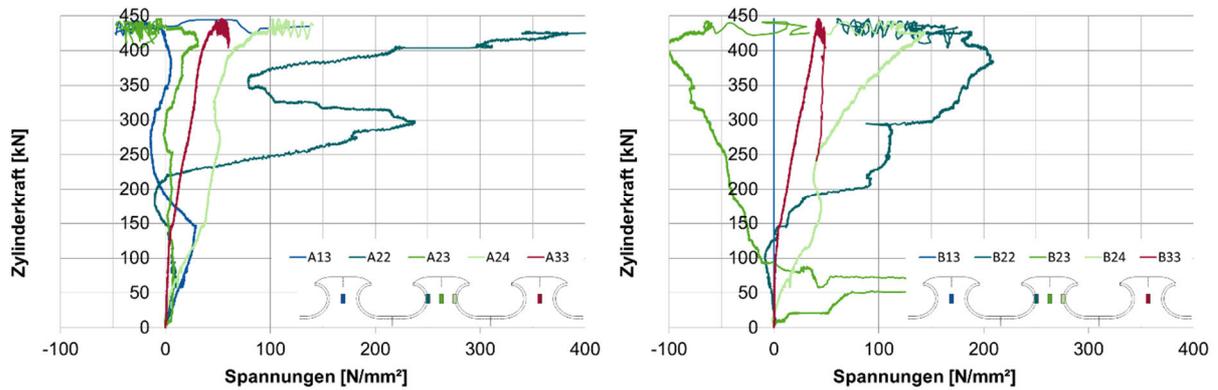


Abbildung F-12: Zugkraft-Spannungen bei 90° an den Verbunddübeln, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Tension-stress-curve at 90° of the composite dowels, slab A (left), slab B (right)

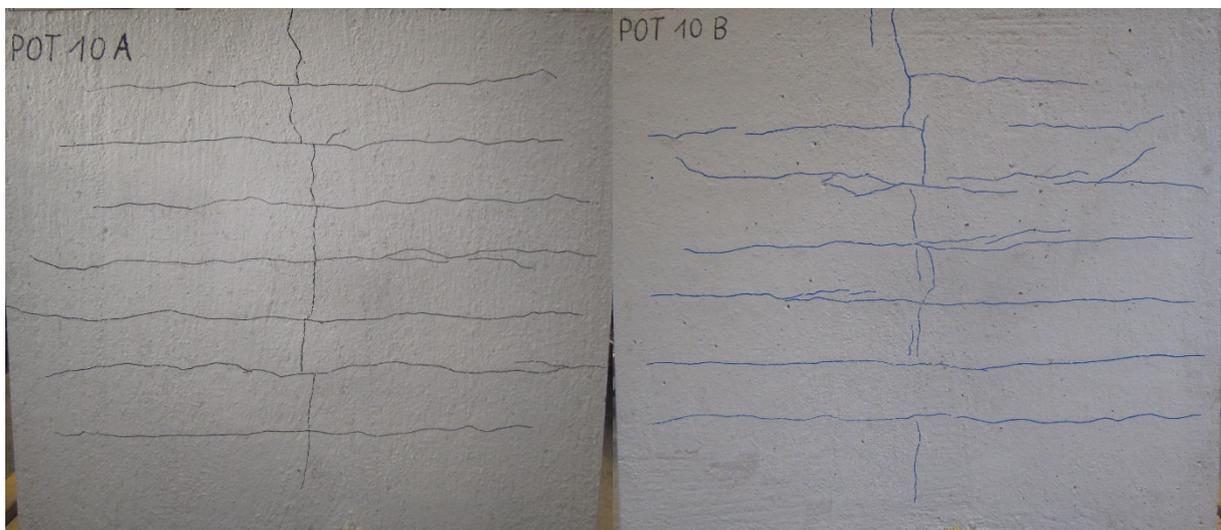
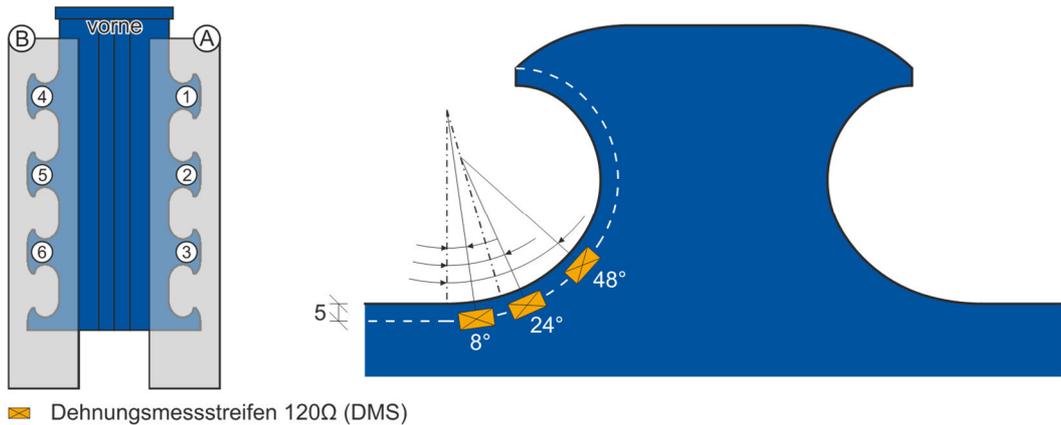


Abbildung F-13: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

G Ergebnisse zyklische Versuche mit Querzug

Cyclic test results with transversal tension

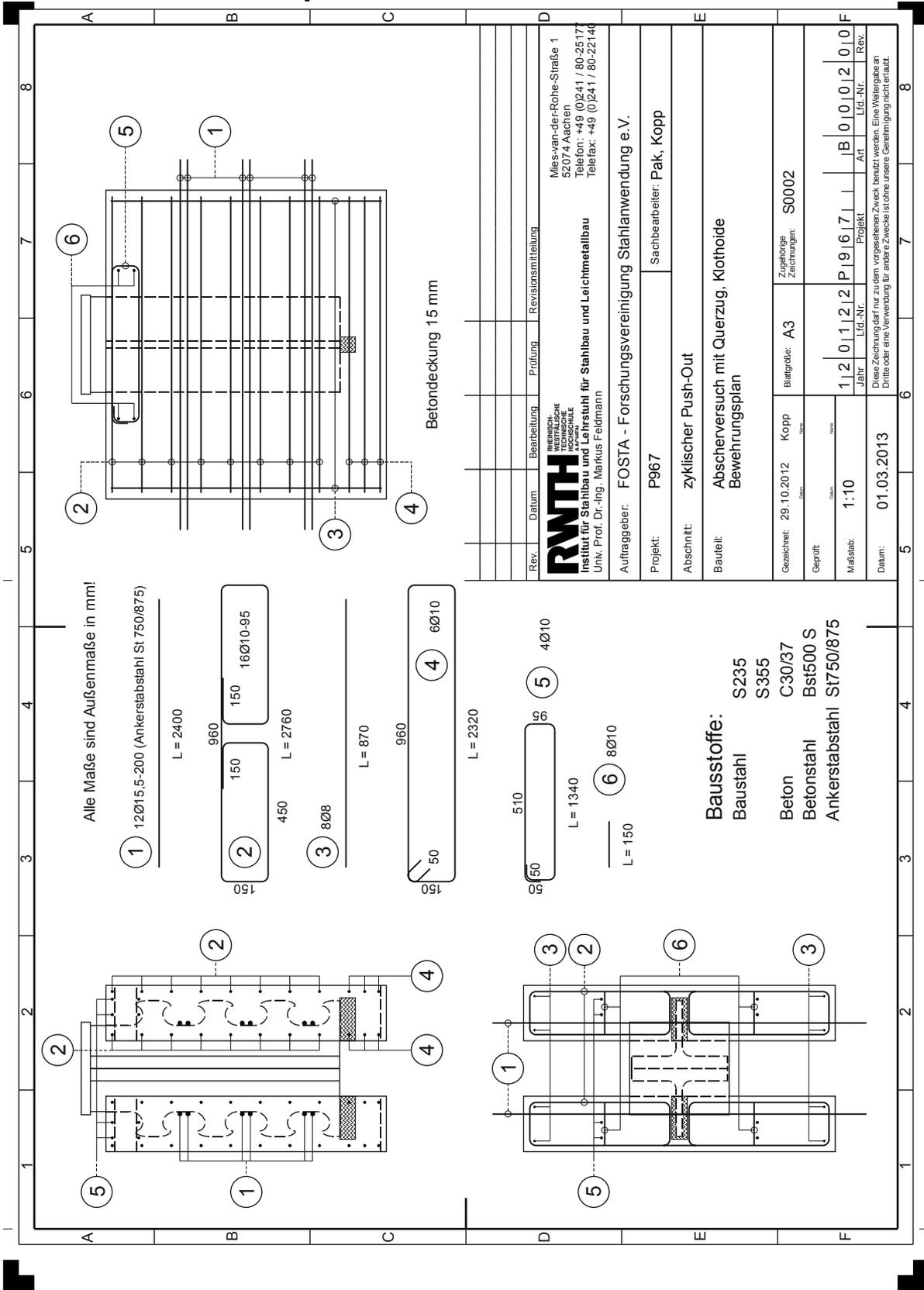
Dieses Kapitel fasst die Versuchsergebnisse der zyklischen Abscherversuche mit zusätzlichem Querzug zusammengefasst. Neben den Bewehrungs- und Schalplänen sind alle gemessenen Ergebnisse der sechs Versuche dokumentiert. Abbildung G-1 zeigt die Position aller in den zyklischen Versuchen angebrachten DMS auf den Stahlzähnen.



| Versuch | DMS Nr. | Zahn A1 | | | Zahn A2 | | | Zahn A3 | | | Zahn B4 | | | Zahn B5 | | | Zahn B6 | | |
|---------|---------|---------|-----|-----|---------|-----|-----|---------|-----|-----|---------|-----|-----|---------|-----|-----|---------|-----|-----|
| | | 8° | 24° | 48° | 8° | 24° | 48° | 8° | 24° | 48° | 8° | 24° | 48° | 8° | 24° | 48° | 8° | 24° | 48° |
| POT-11 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| POT-12 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| POT-13 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| POT-14 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| POT-15 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |
| POT-16 | 1 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | |

Abbildung G-1: Position der angebrachten DMS aller zyklischer Versuche mit Querzug
Location of applied strain gauges of all cyclic tests with transversal tension

G.2 Bewehrungsplan Reinforcement plan



G.3 POT-11 (Referenzversuch ohne Querzug) POT-11 (reference test without transversal tension)

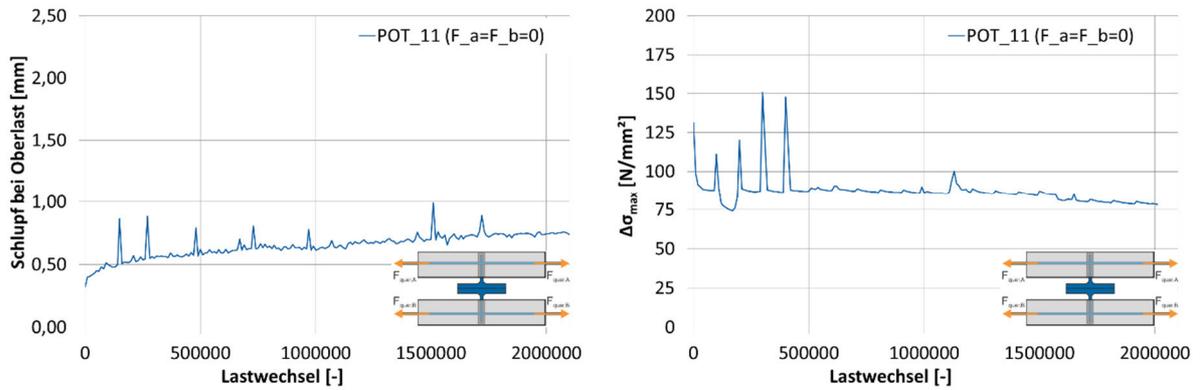


Abbildung G-2: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts)
Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right)



Abbildung G-3: Sägeschnitt Platte A
Saw cut slab A



Abbildung G-4: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

G.4 POT-12 POT-12

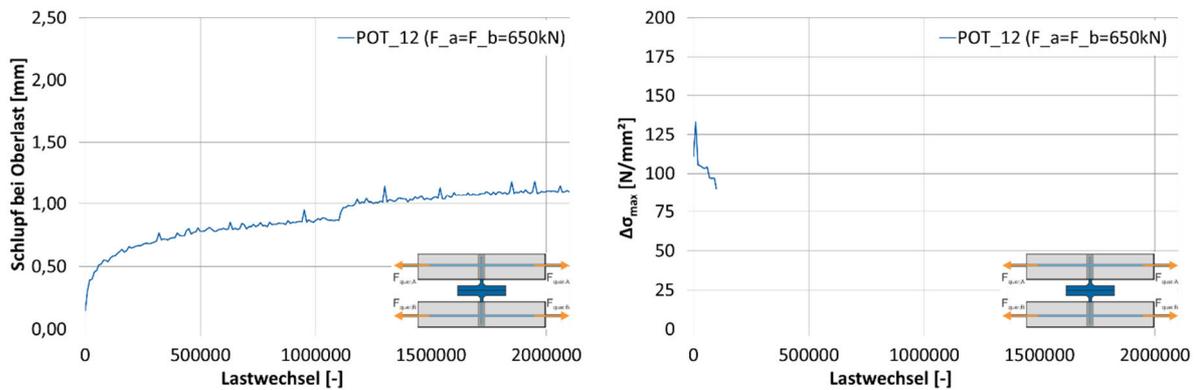


Abbildung G-5: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts)
Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right)

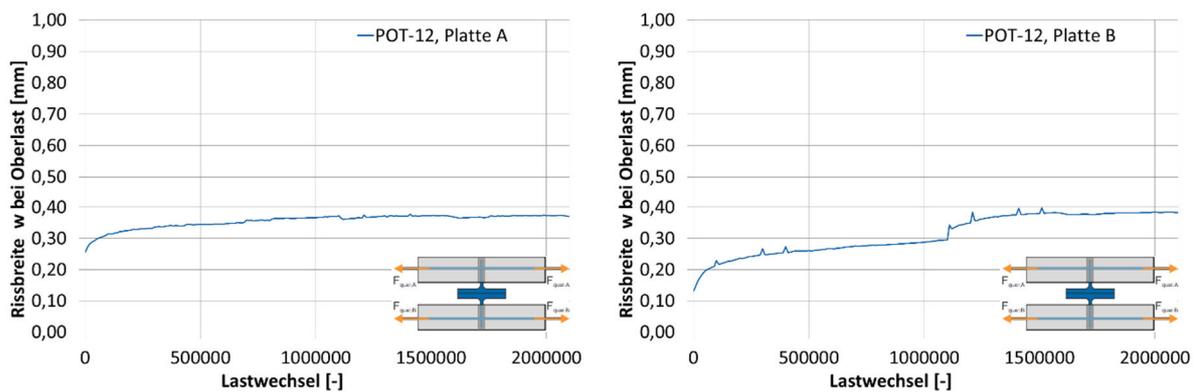


Abbildung G-6: Rissbreite-Lastwechsel bei Oberlast über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack width-load cycles at upper load above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)



Abbildung G-7: Sägeschnitt Platte A
Saw cut slab A

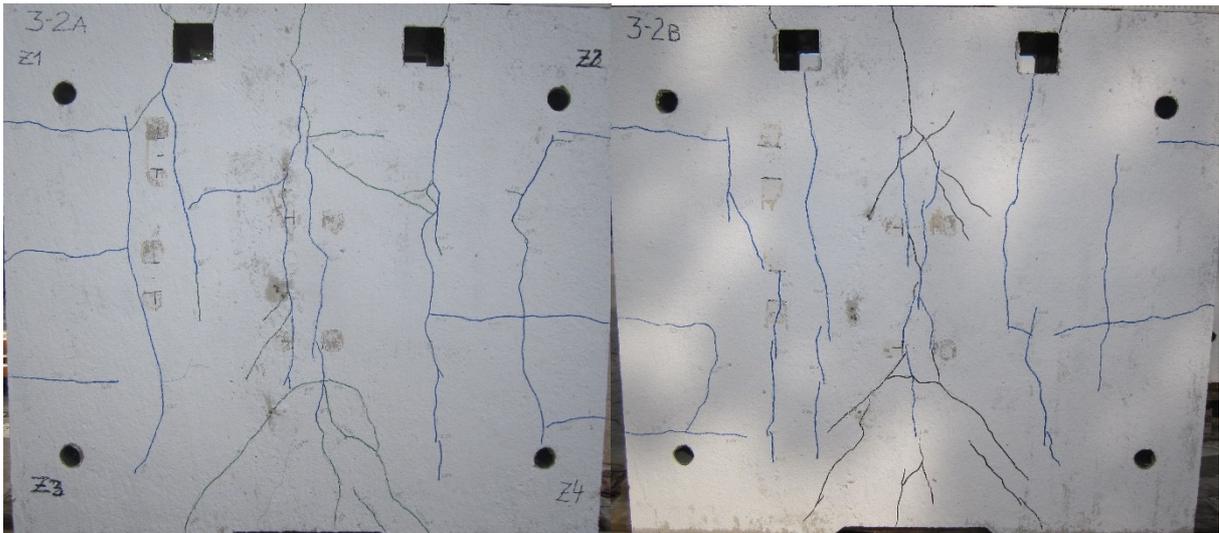


Abbildung G-8: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

G.5 POT-13 POT-13

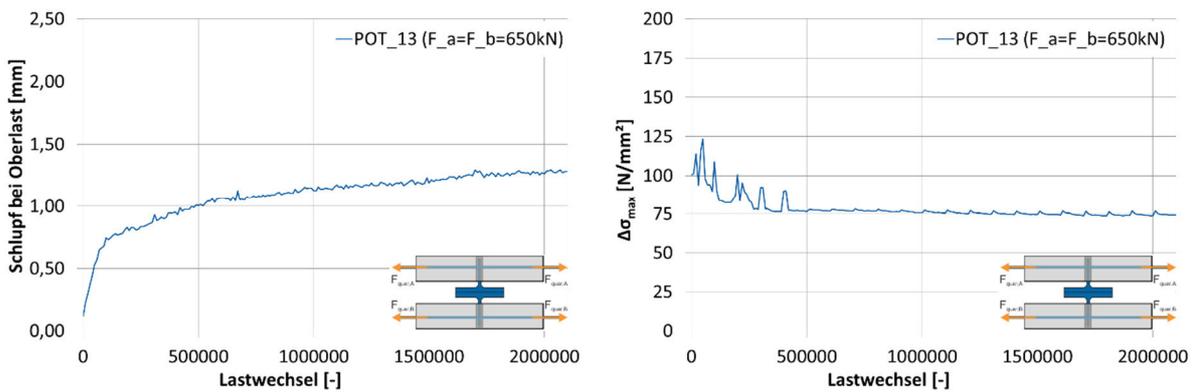


Abbildung G-9: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts)
Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right)

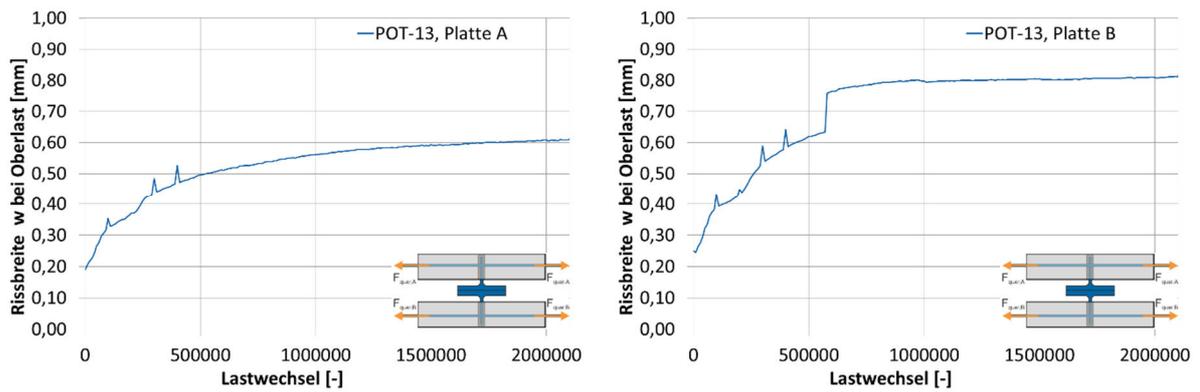


Abbildung G-10: Rissbreite-Lastwechsel bei Oberlast über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack width-load cycles at upper load above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)



Abbildung G-11: Sägeschnitt Platte A
Saw cut slab A

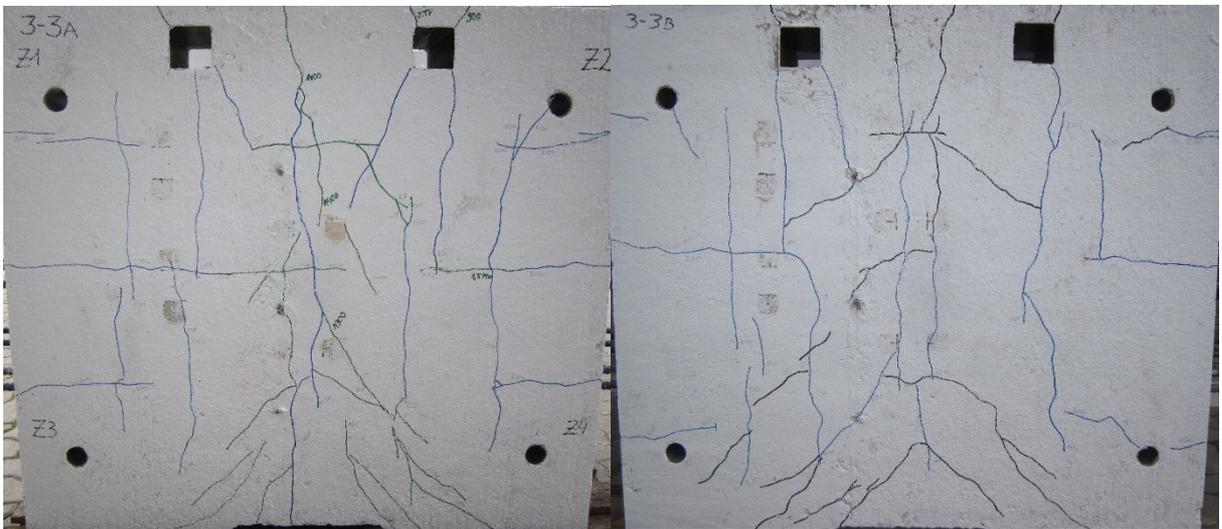


Abbildung G-12: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

G.6 POT-14 POT-14

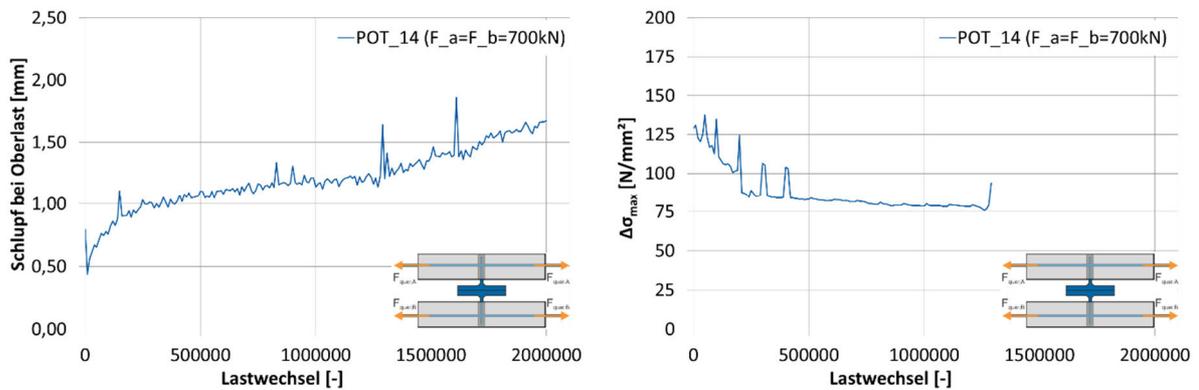


Abbildung G-13: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts)
Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right)

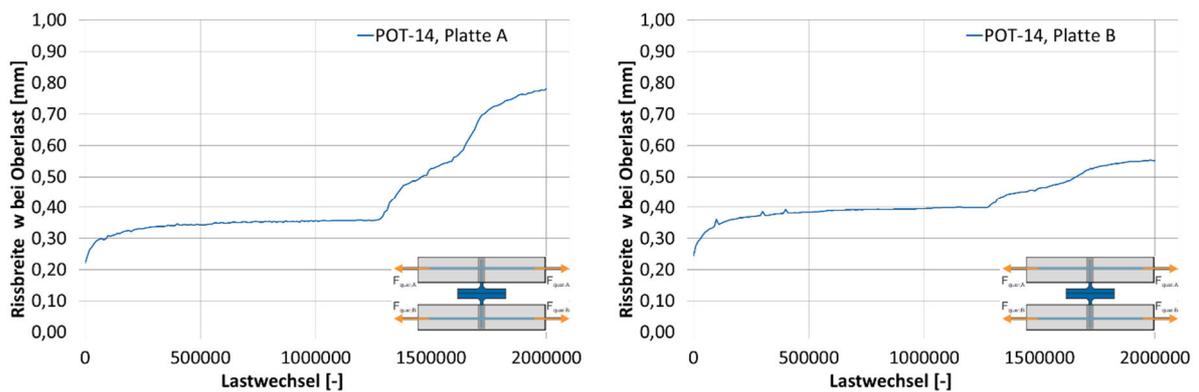


Abbildung G-14: Rissbreite-Lastwechsel bei Oberlast über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack width-load cycles at upper load above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)



Abbildung G-15: Sägeschnitt Platte A
Saw cut slab A

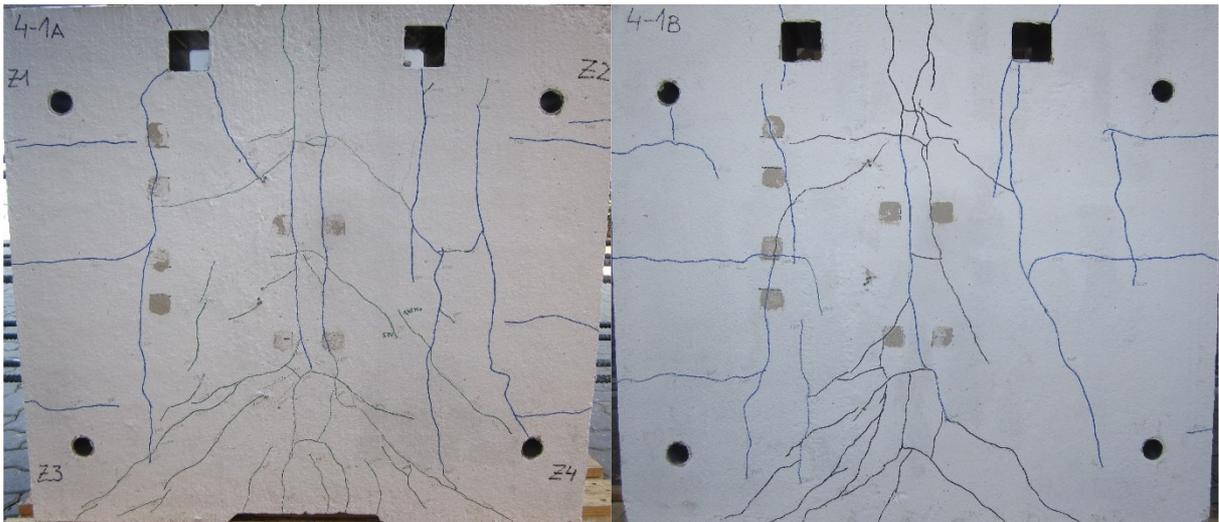


Abbildung G-16: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

G.7 POT-15 POT-15

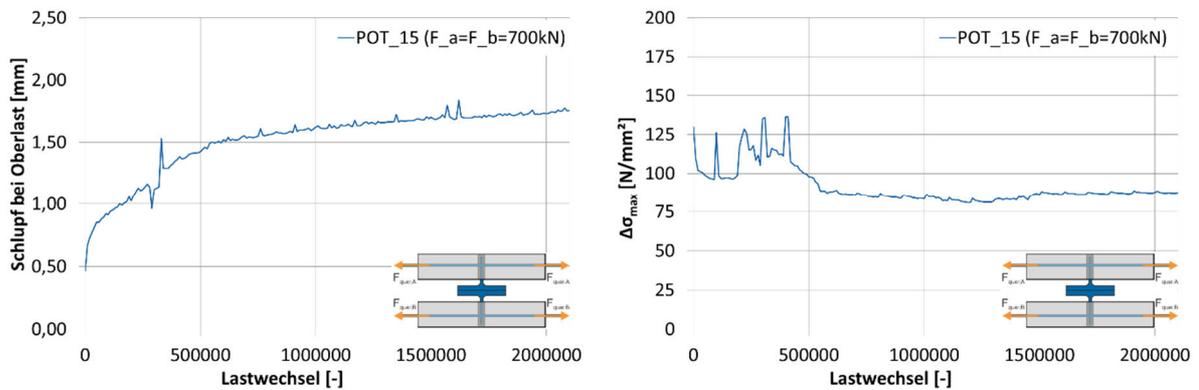


Abbildung G-17: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts)
Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right)

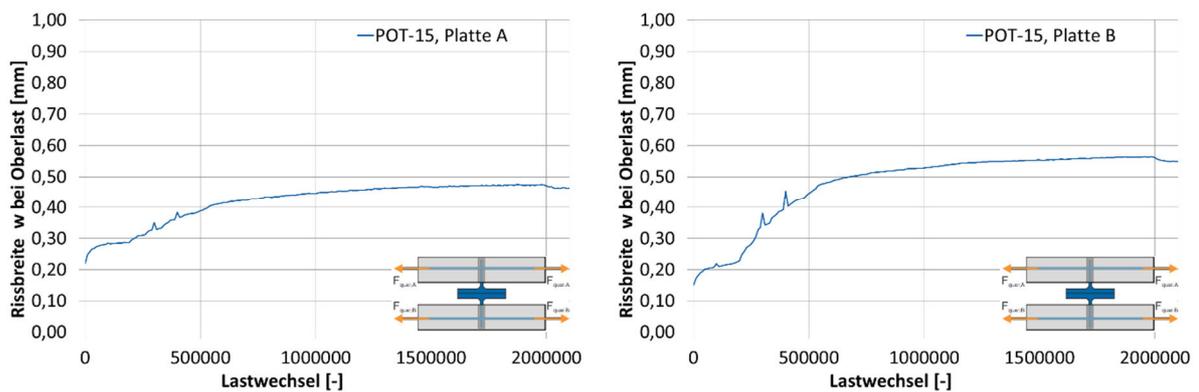


Abbildung G-18: Rissbreite-Lastwechsel bei Oberlast über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack width-load cycles at upper load above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)



Abbildung G-19: Sägeschnitt Platte A
Saw cut slab A

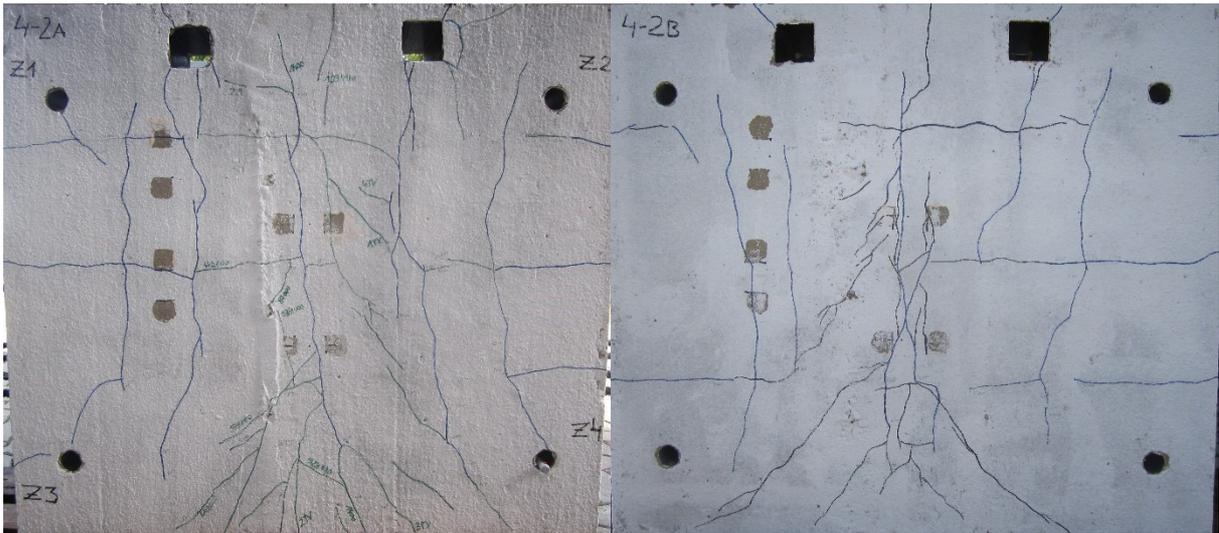


Abbildung G-20: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)

G.8 POT-16 POT-16

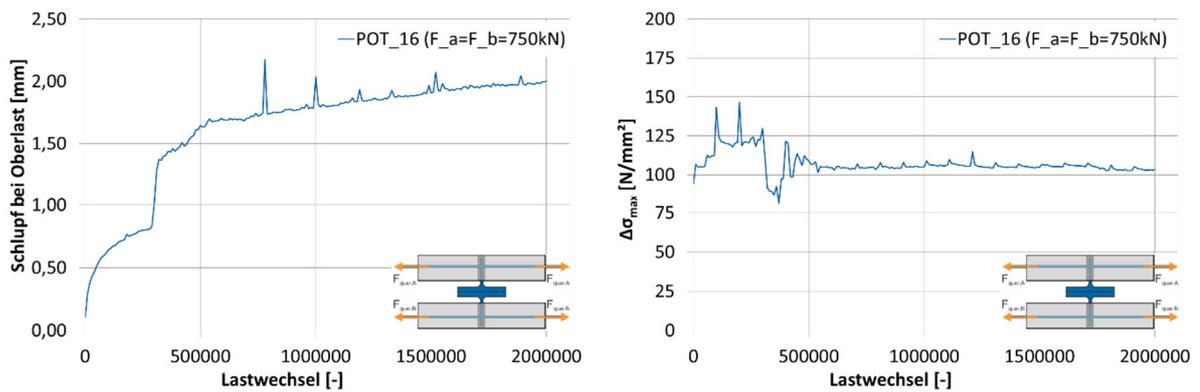


Abbildung G-21: Schlupf-Lastwechsel bei Oberlast (links), Spannungsschwingbreite-Lastwechsel bei Oberlast am Hotspot (rechts)
Slip-load cycles at upper load (left), stress variation range-load cycles at upper load at the hotspot (right)

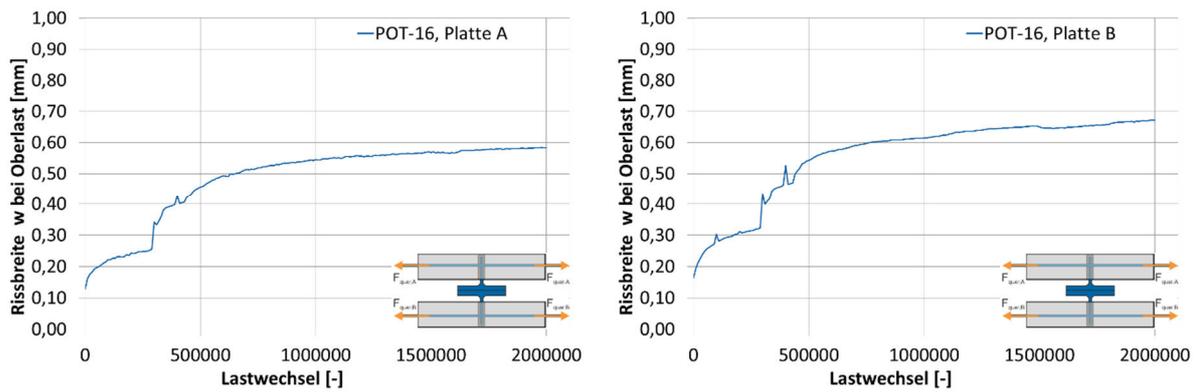


Abbildung G-22: Rissbreite-Lastwechsel bei Oberlast über Verbunddübelleiste, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack width-load cycles at upper load above composite dowels, slab A (left) and slab B (right)

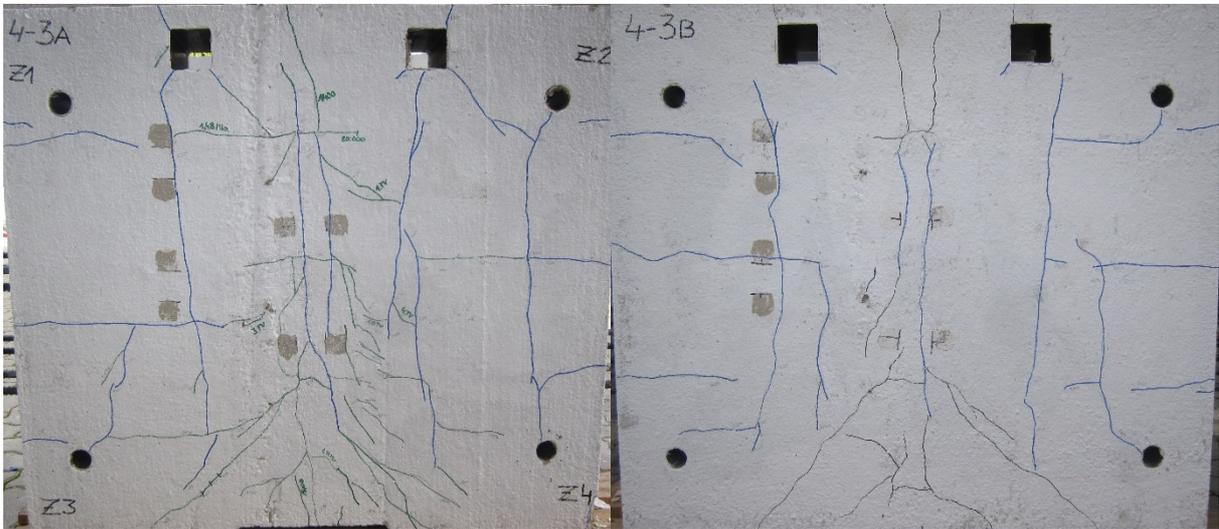


Abbildung G-23: Betonrissbilder nach Versuch, Platte A (links) und Platte B (rechts)
Crack pattern after testing, slab A (left) and slab B (right)