Zum Zugstoß der Bewehrung bei Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur mit großer Betondeckung

Von der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen der
Technischen Universität Dortmund
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

von

Dipl.-Ing. Matthias Bettin

Prüfungskommission:

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Jeanette Orlowsky

Referent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Günter Rombach

Tag der mündlichen Prüfung: 11. Oktober 2023

Dortmund, 2023

Kurzfassung

Die nach dem derzeit für Ingenieurbauwerke der Verkehrsinfrastruktur in Deutschland gültigen Regelwerk *DIN EN 1992-2* und *DIN EN 1992-2/NA* bemessenen erforderlichen Übergreifungslängen für Betonstahl sind im internationalen Vergleich, vor allem bei kleinen lichten Abständen zwischen den gestoßenen Stäben und großen Stabdurchmessern (Ø ≥ 16mm), mit Abstand am größten. Dies gilt für die unmittelbar benachbarten Länder wie Dänemark, die Niederlande, die Schweiz aber auch beispielsweise die USA. Schäden, die auf die teilweise deutlich geringeren Übergreifungslängen in diesen Ländern zurückzuführen sind, sind nicht bekannt. Die deutschen Regelungen in *DIN EN 1992-2/NA* sollen nicht nur die Tragfähigkeit, sondern auch die Gebrauchstauglichkeit abdecken. Dabei gehen die deutschen Festlegungen bezüglich der Betondeckung auf der sicheren Seite liegend konservativ von c = 1,0 Ø aus. Der günstige Einfluss einer größeren Betondeckung darf nach Eurocode 2 mit dem Faktor α_2 berücksichtigt werden. Dieser Faktor ist nach dem deutschen Nationalen Anhang allerdings generell mit α_2 = 1,0 anzusetzen, während er nach Eurocode 2 Werte bis 0,7 annehmen kann. Ein weiterer wesentlicher Unterschied ergibt sich in Abhängigkeit von Stoßanteil und Stabdurchmesser aus dem Stoßfaktor α_6 bei kleinen lichten Abständen (a < 8 Ø) zwischen den gestoßenen Stäben. Daher stellt sich die Frage nach einer Überprüfung der im internationalen Vergleich sehr konservativen deutschen Regelungen bei Ingenieurbauwerken mit üblicherweise deutlich größeren Betondeckungen als c = 1,0 Ø, da sich alleine bei Anwendung des Faktors α_2 um bis zu 30% kürzere Übergreifungslängen ergeben können. Daraus können unter Umständen ausführungstechnisch und konstruktiv günstigere Bewehrungsanordnungen und teilweise deutliche Kostenreduzierungen infolge des geringeren Materialbedarfs resultieren was sich nicht zuletzt auch hinsichtlich der Ressourceneffizienz vorteilhaft auswirkt. Anhand umfänglicher großformatiger Versuche werden in der vorliegenden Arbeit die derzeit gültigen deutschen konservativen Regelungen sowie die Regelungen im Eurocode 2 analysiert.

Abstract

The required lap lengths for reinforcing steel, which are currently governed by *DIN EN 1992-2* and *DIN EN 1992-2 / NA* regulations for civil engineering structures in Germany, are by far the largest in international comparison, especially in the case of small clearances between the lapped bars. This applies to the directly neighboring countries such as Denmark, the Netherlands, Switzerland but also, for example, the USA. Damages due to the sometimes significantly shorter overlap lengths in these countries are not known. The German regulations in *DIN EN 1992-2 / NA* should cover not only the load-bearing capacity but also the serviceability. The German specifications regarding concrete cover on the safe side are conservative of c = 1.0 Ø. The favorable influence of a larger concrete cover may be considered according to Eurocode 2 with the factor α_2. However, according to the German National Annex, this factor is generally assumed to be $\alpha_2 = 1.0$, while according to Eurocode 2 it can be up to 0.7. Another significant difference results from the factor α_6 at small clearances (a <8 Ø) between the lapped bars, depending on percentage of lapped bars and bar diameter. This raises the question of the need for a review of the German regulations for engineering structures with concretes that are usually much larger than c = 1.0 Ø, since the overlap lengths can be reduced up to 30% only if the factor α_2 is used. Under certain circumstances, this may result in design-related and structurally favorable reinforcement arrangements and in some cases significant cost reductions as a result of the lower material requirement. This is also beneficial concerning sustainability. The present paper analyzes the currently valid German conservative regulations on the basis of extensive large-scale experiments.

Vorwort

Die konstruktive Durchbildung, das Bewehren des Betons, ist von zentraler Bedeutung für die Qualität des Tragwerks. Die Regelungen zum Bewehren in den Normen des Betonbaus können in zwei Schwerpunkte unterteilt werden, *allgemeine Bewehrungsregeln* und *spezielle Konstruktionsregeln* für die verschiedenen Bauteilarten. Speziell die allgemeinen Bewehrungsregeln zur *Verankerung* und den *Übergreifungsstößen* stellen wesentliche Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau dar, die bereits in der alten nationalen Normenreihe DIN 1045 enthalten waren und in deren jeweiligen Neuausgaben bis in die heute aktuellen nationalen Anhänge der Normenreihe DIN EN 1992, basierend auf *Eurocode 2*, im Wesentlichen immer wieder fortgeschrieben wurden. Aus dem derzeit gültigen nationalen Anhang für Deutschland resultiert eine erhebliche Verschärfung der Regelungen für Übergreifungsstöße gegenüber *Eurocode 2*, so dass sich im internationalen Vergleich derzeit für Deutschland die größten Übergreifungslängen ergeben.

Deutlich zu Tage trat dieses Problem bei einem aktuellen großen grenzüberschreitenden Projekt, der 18 km langen Fehmarnbeltquerung, ein Absenktunnel, der künftig die dänische Insel Lolland mit der deutschen Insel Fehmarn verbinden soll. Der Tunnel, der jeweils etwa zur Hälfte auf deutschem und dänischen Staatsgebiet liegt, wird neben einer vierspurigen Autobahn auch eine zweigleisige Bahnstrecke aufnehmen. Der Tunnel wird gemäß Staatsvertrag nach dänischem Regelwerk gebaut. Zur Erlangung des Baurechts auf deutschem Hoheitsgebiet war nachzuweisen, dass nach dänischem Regelwerk ein vergleichbares Sicherheitsniveau entsprechend den Anforderungen nach deutschen Regelwerken erreicht wird. Da sich der zugrunde liegende *Eurocode 2* aufgrund der unterschiedlichen nationalen Anhänge zwischen Dänemark und Deutschland unterscheidet, ergaben sich nach deutschem Regelwerk in weiten Bereichen deutlich größere Übergreifungslängen, mit erheblichen wirtschaftlichen Auswirkungen.

Zum Nachweis eines dem deutschen vergleichbaren Sicherheitsniveaus wurden dadurch projektbezogen systematische Versuchsreihen zu den Übergreifungsstößen in Verbindung mit theoretischen Untersuchungen ausgelöst, die in Kooperation mit Femern A/S und der TU Dortmund durchgeführt wurden. Zuständiger Bearbeiter an der TU Dortmund war Herr Bettin.

Da das Thema „kürzere Übergreifungslängen“ von allgemeinem Interesse auch für alle anderen Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur in Deutschland ist, wurde im Rahmen eines FE-Auftrags der BASt eine weitere Versuchsreihe mit theoretischen Untersuchungen beauftragt, die ebenfalls von Herrn Bettin bearbeitet wurden.

Kürzere Übergreifungslängen sind sowohl konstruktiv als auch ausführungstechnisch von Vorteil. Zusätzlich sind die möglichen Einsparpotentiale bei der Bewehrung nicht nur ökonomisch, sondern auch im Hinblick auf nachhaltiges Bauen und Ressourceneffizienz von Interesse.

Die größeren Übergreifungslängen nach deutschem nationalen Anhang resultieren aus den Anforderungen, dass nicht nur im GZT eine ausreichende Tragfähigkeit sichergestellt ist, sondern auch im GZG die zulässige Rissbreite an den Stoßenden unter Dauerlast nicht überschritten wird. Nach seinerzeitiger deutscher Auffassung decken die kürzeren Übergreifungslängen in

Eurocode 2 lediglich den GZT ab, erfüllen aber nicht die Anforderungen im GZG hinsichtlich der zulässigen Rissbreite an den Stoßenden unter Dauerlast.

Maßgebend für die erforderlichen Übergreifungslängen l_0 nach derzeit gültigem Nachweisformat sind in erster Linie die Faktoren α_2 für Betondeckung c und α_6 für lichten Stababstand a sowie Stabdurchmesser Ø. Die unterschiedlichen Festlegungen für diese Faktoren stellen die entscheidenden Unterschiede zwischen dem *Eurocode 2* und dem zugehörigen deutschen nationalen Anhang dar.

Vor diesem Hintergrund geht Herr Bettin in seiner Arbeit einer Überprüfung der sehr konservativen deutschen Regelungen speziell bei Ingenieurbauwerken der Verkehrsinfrastruktur mit großen Betondeckungen nach. Ziel ist die Bewertung der derzeit konservativen deutschen Regelungen im Vergleich zu denen im Original *Eurocode 2*, wie sie in den anderen europäischen Ländern angewendet werden.

Wesentliches Ziel der von Herrn Bettin durchgeführten experimentellen und theoretischen Untersuchungen ist die Klärung der Frage, ob die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit auch mit den kürzeren Übergreifungslängen nach dem original *Eurocode 2* erfüllt werden können.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

Oktober 2023

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung ..... **III**

Vorwort ..... **V**

Inhaltsverzeichnis ..... **VII**

Formelzeichen und Abkürzungen ..... **XIV**

1 Einleitung **1**

1.1 Motivation, Anlass und Ziele 1

1.2 Vorgehensweise und Aufbau der Arbeit 2

2 Stand des Wissens **3**

2.1 Verbund zwischen Stahl und Beton 3

2.1.1 Der Verbund als Grundlage des Verbundwerkstoffs Stahlbeton 3

2.1.2 Die Wirkungsweise des Verbunds 4

2.1.3 Die Ursachen von Verbundbeanspruchungen 5

2.1.4 Die Verbundmechanismen 5

2.1.5 Die Versagensmechanismen 7

2.1.6 Die Einflussgrößen auf den Verbund 13

2.2 Übergreifungsstöße mit gerippten Betonstahl und geraden Stabende 17

2.2.1 Versagensmechanismen 18

2.2.2 Lastübertragungsmodell 21

2.2.3 Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen 25

2.2.3.1 Einfluss der Übergreifungslänge 26

2.2.3.2 Einfluss der Betondruck und -zugfestigkeit 26

2.2.3.3 Einfluss des Stabdurchmesser 26

2.2.3.4 Einfluss der Lage der Stöße beim Betonieren 26

2.2.3.5 Einfluss des Stoßabstands und der seitlichen Betondeckung 27

2.2.3.6 Einfluss des Abstands zwischen den gestoßenen Stäben 27

2.2.3.7 Einfluss der Art der Belastung 27

2.2.3.8 Einfluss des Stoßanteils 28

2.2.3.9 Einfluss einer Querbewehrung im Stoßbereich 28

2.2.3.10 Einfluss der Betondeckung an Balken-bzw. Plattenober- oder – unterseite 29

2.2.4 Die Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen 30

2.2.5 Ansatz zur genaueren Ermittlung der Übergreifungslängen nach Eligehausen 32

2.2.6 Neuere Untersuchungen zum Einfluss des Stoßanteils nach Cairns 34

3 Stand der Normung **37**

3.1 Normative Ermittlung der Verbundfestigkeit im GZT 37

3.1.1 DIN EN 1992-1-1 37

3.1.2 Model Code 2010: 2013 37

3.2 Normative Ermittlung der Übergreifungslänge von Rippenstahlstößen mit geraden Stabenden 38
3.2.1 Allgemeines 38
3.2.2 EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA 39
3.2.3 Model Code 2010: 2013 41
3.2.4 SIA 262:2013 42
3.2.5 ACI 318M: 2011 43
3.2.6 Historische Entwicklung im deutschen Regelwerk 44
3.2.6.1 Verbundspannungen und Grundmaß der Verankerungslänge 44
3.2.6.2 Ansatz der Verbundspannungen 45
3.2.6.3 Einfluss der Betondeckung 48
3.2.6.4 Einfluss des seitlichen Stababstandes und des Stoßanteils 48
3.2.6.5 Erkenntnisse aus Untersuchungen von Rehm/Eligehausen aus *DAfStb 291* und *Rehm 1977* 50
3.2.6.6 Erkenntnisse aus Untersuchungen aus *Stöckl 1972* 53
3.2.7 Vergleich der unterschiedlichen Berechnungsansätze an Beispielen 55

4 Eigene experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten 58

4.1 Versuchsprogramm 58
4.2 Versuchskörperbeschreibung 58
4.2.1 Geometrie 58
4.3 Materialkennwerte 61
4.3.1 Beton 61
4.3.2 Betonstahl 61
4.4 Herstellung der Versuchskörper 63
4.5 Beschreibung des Versuchsstands 63
4.6 Messtechnik 64
4.6.1 Allgemeines 64
4.6.2 Schlupfmessung 64
4.6.3 Aufzeichnung der Rissentwicklung 65
4.7 Versuchsdurchführung 65
4.8 Versuchsergebnisse 66
4.8.1 Verbundspannungs-Schlupf Beziehungen 66
4.8.2 Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit 68
4.8.3 Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit 71
4.8.4 Rissverhalten 73
4.8.5 Einfluss einer nicht angeschweißten Querbewehrung 75
4.8.6 Verbundspannung nach EN 1992-1-1 75
4.8.7 Zusammenfassung, Wertung 76

5 Spezifische Versuche für Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur – eigene Versuche an der TU Dortmund 77

5.1 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen 77
5.1.1 Definition der Randbedingungen 77

5.1.2 Wahl der Prüfkörperabmessungen ... 77
5.1.3 Vordimensionierung der kombinierten Übergreifungsstöße ... 80
5.2 Herstellung der Versuchsträger ... 82
5.2.1 Wahl von Bewehrung und Beton ... 84
5.2.1.1 Bewehrung ... 84
5.2.1.2 Beton ... 84
5.3 Versuchsaufbau und Messtechnik ... 85
5.3.1 Lagerung der Versuchsträger ... 85
5.3.2 Anordnung der Pressen ... 85
5.3.3 Messtechnik ... 86
5.3.3.1 Allgemeines ... 86
5.3.3.2 Kraftmessdosen ... 86
5.3.3.3 Dehnungsmessstreifen (DMS) ... 87
5.3.3.4 Induktive Wegaufnehmer ... 89
5.3.3.5 Optische Messung ... 90
5.3.3.6 Messung der Rissbreiten ... 91
5.3.4 Festlegung der Einwirkung für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ... 92
5.4 Versuchsergebnisse ... 92
5.4.1 Tragverhalten ... 92
5.4.2 Traglasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) ... 96
5.4.3 Rissbreiten für ausgewählte Laststufen ... 99

6 Eigene spezifische Versuche zu Übergreifungsstößen unter Dauerlast ... 102

6.1 Motivation ... 102
6.2 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen ... 102
6.2.1 Definition der Randbedingungen ... 102
6.2.2 Wahl der Prüfkörperabmessungen ... 103
6.3 Materialkennwerte ... 103
6.3.1 Betonstahl ... 103
6.3.2 Beton ... 104
6.4 Versuchsstand ... 104
6.5 Versuchsdurchführung ... 105
6.6 Versuchsergebnisse ... 106
6.6.1 Tragverhalten ... 106
6.6.1.1 Tragfähigkeit ... 106
6.6.1.2 Last- Durchbiegungsverhalten ... 107
6.6.1.3 Spannungen im Stoßbereich ... 107
6.6.1.4 Dauerstandversuch ... 109
6.6.2 Rissbreiten ... 111
6.6.2.1 Träger B14 ... 112
6.6.2.2 Träger B15 ... 112
6.7 Vergleich mit baugleichen statischen Versuchen ... 116

6.7.1 Versagen im GZT 116
6.7.2 Last- Durchbiegungsverhalten 117
6.7.3 Spannungen im Stoßbereich 117
6.7.4 Rissbreiten 117
6.7.5 Zusammenfassung und Wertung 117

7 Ergänzende eigene Versuche zu Übergreifungsstößen bei 2-lagiger Bewehrung und großer Betondeckung 119

7.1 Problemstellung 119
7.2 Unterschiede zwischen den Regelungen der EN 1992-2 und DIN EN 1992-2/NA für die Ausbildung von Übergreifungsstößen bei mehrlagiger Bewehrung 120
7.3 Stand des Wissens bei Stößen in mehrlagiger Bewehrung 121
7.4 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen 121
7.4.1 Definition der Randbedingungen 121
7.4.2 Wahl der Prüfkörperabmessungen 122
7.4.3 Wahl von Bewehrung und Beton 124
7.4.3.1 Betonstahl 124
7.4.3.2 Beton 124
7.5 Versuchsaufbau und Messtechnik 126
7.6 Versuchsergebnisse 126
7.6.1 Tragverhalten 126
7.6.2 Traglasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) 128
7.6.3 Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) 132
7.6.4 Bewertung der Ergebnisse 134

8 Projektbezogene Versuchsreihe für einen Tunnel mit besonders großer Betondeckung 136

8.1 Vorbemerkung 136
8.2 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen 137
8.2.1 Definition der Randbedingungen 137
8.2.2 Bemessung der kombinierten Übergreifungsstöße 137
8.2.3 Wahl der Prüfkörperabmessungen 139
8.2.4 Wahl von Bewehrung und Beton 143
8.2.4.1 Beton 144
8.2.4.2 Betonstahl 144
8.3 Versuchsaufbau und Messtechnik 145
8.3.1 Messung der Rissbreiten 145
8.3.2 Messung der Betonstahldehnung 145
8.4 Versuchsergebnisse 146
8.4.1 Traglasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) 146
8.4.2 Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) 149
8.5 Zusammenfassung und Wertung 152

9 Auswertung der Stahlspannung im Bruchzustand nach Model Code 2010 ..154

10 Ergänzende eigene Versuche zu Übergreifungsstößen unter dem Gesichtspunkt des Einflusses einer Querbewehrung im Stoßbereich 157

10.1 Motivation 157

10.2 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen 158

10.2.1 Definition der Randbedingungen 158

10.2.2 Wahl von Bewehrung und Beton 160

10.3 Versuchsaufbau und Messtechnik 160

10.4 Versuchsergebnisse 160

10.4.1 Versuchsträger B16 160

10.4.1.1 Tragverhalten 160

10.4.1.2 Rissbildung 163

10.4.2 Versuchsträger B17 164

10.4.2.1 Tragverhalten 164

10.4.2.2 Rissbildung 167

10.4.3 Zusammenfassung und Vergleich 169

10.4.3.1 Rissbreiten 169

10.4.3.2 Traglasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) 170

10.5 Zusammenfassung und Wertung 172

11 Nummerische Simulation von Zugstößen 173

11.1 Zweck der Untersuchungen 173

11.2 Modelierung der Versuchsträger 173

11.2.1 Materialmodelle 173

11.2.1.1 Beton 173

11.2.1.2 Betonstahl 174

11.2.1.3 Verbund 174

11.2.2 Lösungsverfahren 175

11.2.3 Strukturmodell 177

11.3 Validierung des FE Modells durch Versuchsnachrechnungen 177

11.3.1 Modellierung des Betons 177

11.3.2 Modellierung des Betonstahls 178

11.3.3 Verbundeigenschaften 179

11.3.4 Aufbringung der Belastung 181

11.3.5 Ergebnisse der Nachrechnung von Versuch B2 181

11.3.6 Ergebnisse der Nachrechnung von Versuch B1 183

11.3.7 Ergebnisse der Nachrechnung von Versuch B10 185

11.3.8 Zusammenfassung der Ergebnisse des Validierungsberechnungen 187

11.4 Parametervariation 187

11.4.1 Variation der Betonzugfestigkeit 187

11.4.2 Variation der Betondeckung 190

11.4.3 Kombination von Zugfestigkeit und Betondeckung 193

11.4.4 Numerische Simulationen zur Tragfähigkeit bei veränderlicher Zugkraft längs des Stoßes 196

12 Zusammenfassung und Ausblick 198

12.1 Zusammenfassung 198

12.2 Ausblick 199

Literaturverzeichnis 200

Anhang 206

A Anhang BEAM END TESTS 208

A.1 Auswertung der Verbundspannungen aus den Beam-End Tests 208

A.2 Verbundspannungs – Schlupfkurven der Beam End-Tests 209

A.2.1 Versuchskörper BEc20a 209

A.2.2 Versuchskörper BEc20b 209

A.2.3 Versuchskörper BEc40a 210

A.2.4 Versuchskörper BEc40b 210

A.2.5 Versuchskörper BEc60a 211

A.2.6 Versuchskörper BEc60b 211

A.2.7 Versuchskörper BEc80a 212

A.2.8 Versuchskörper BEc80b 212

A.2.9 Versuchskörper BEc40a2530 213

A.3 Bruchbilder der Beam-End Tests 214

A.4 Rissbildung Beam-End Tests 216

A.4.1 Versuchskörper BEc20a 216

A.4.2 Versuchskörper BEc20b 219

A.4.3 Versuchskörper BEc40a 222

A.4.4 Versuchskörper BEc40b 225

A.4.5 Versuchskörper BEc60a 228

A.4.6 Versuchskörper BEc60b 231

A.4.7 Versuchskörper BEc80a 234

A.4.8 Versuchskörper BEc80b 237

A.5 Eigenschaften des Frischbetons 240

A.6 Übersicht der verwendeten Betonchargen 240

A.7 Spannungs-Dehnungs-Linie desverwendeten Betonstahls Ø20 241

A.8 Umrechnung der mittleren Würfeldruckfestigkeit in die mittlere Zugfestigkeit / Abgleich mit der an Prüfkörpern ermittelten Spaltzugfestigkeit 241

B Anhang Vierpunktbiegeversuche 242

B.1 Ergebnisse Versuchsträger B1 242

B.2 Ergebnisse Versuchsträger B2 252

B.3 Ergebnisse Versuchsträger B3 262

B.4 Ergebnisse Versuchsträger B4 276

B.5 Ergebnisse Versuchsträger B5 289
B.6 Ergebnisse Versuchsträger B6 303
B.7 Ergebnisse Versuchsträger B7 317
B.8 Ergebnisse Versuchsträger B8 331
B.9 Ergebnisse Versuchsträger B9 338
B.10 Ergebnisse Versuchsträger B10 352
B.11 Entwicklung der Betonfestigkeiten 365
B.12 Eigenschaften des Frischbetons 370
B.13 Betonzusammensetzung 370
B.14 Schal- und Bewehrungspläne der Versuchsträger 371
B.15 Ergebnisse der Versuchsträger B14 und B15 373
B.16 Entwicklung der Betonfestigkeiten der Chargen C1-C3, Balken B11-B13 382
B.17 Ergebnisse Versuchsträger B11 384
B.18 Ergebnisse Versuchsträger B12 387
B.19 Ergebnisse Versuchsträger B13 390

Formelzeichen und Abkürzungen

Lateinische Großbuchstaben

A_c	Querschnittsfläche Beton
A_s	Querschnittsfläche Betonstahl
D	Druckkraft
Ed	Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkung im GZT
E_s	E-Modul Stahl
E_c	E-Modul Beton
F_e	Querschnittsfläche nach *DIN 1045 1972*
F_R	Rippenfläche
F_M	Mantelfläche
F_q	Querzugkraft am Übergreifungsstoß
F_y	Stabkraft
F_{yt}	Stahlzugkraft
M	Biegemoment
N	Lastwechselzahl
Q_k	charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung
R_e	Streckgrenze nach *DIN 488 2009*
R_m	Zugfestigkeit nach *DIN 488 2009*
U_s	Stabumfang Betonstahl
Z	Zugkraf

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Rippenhöhe Betonstahl
a	lichter Stoßabstand nach *EN 1992-2* und *DIN EN 1992-2/NA*
a	verkleinertes Grundmaß nach *DIN 1045 1972*
a_0	Grundmaß nach *DIN 1045 1972*
b	Querschnittsbreite Bauteil
c	vertikale bzw. innere / äußere Betondeckung nach *EN 1992-2* und *DIN EN 1992-2/NA*
c_1	seitliche Betondeckung nach *EN 1992-2* und *DIN EN 1992-2/NA*
c_l	lichter Rippenabstand in Stablängsrichtung
c_m	Achsabstand der Rippen in Stablängsrichtung
c_x	seitliche Betondeckung nach *DAfStb 301*

c_y	vertikale Betondeckung nach *DAfStb 301*
d	Stabdurchmesser nach *Bauer 1949*
d	statische Nutzhöhe
d_s	Nenndurchmesser des Stabes nach *DIN 1045 1978*
e_s	Breite der Spaltfläche nach *DAfStb 301*
e_s	lichter Stoßabstand nach *Ferguson 1969*
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundspannung
$f_{bd,0}$	Grundwert des Bemessungswerts der Verbundspannung nach *Model Code 2010*
f_c	Betondruckfestigkeit, einaxial
$f_{cm,\ cube}$	mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
f_{ct}	Betonzugfestigkeit, zentrisch
$f_{ctk;\ 0,05}$	charakteristische Betonzugfestigkeit, zentrisch
f_{ctm}	mittlere Betonzugfestigkeit, zentrisch
f_{ctd}	Bemessungswert der zentrischen Betonzugfestigkeit
f_R	bezogene Rippenfläche
f_{yk}	charakteristische Streckgrenze des Betonstahls
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
k	Beiwert zur Ermittlung der Übergreifungslänge nach *DIN 1045 1972*
k_d, k_q, k_v	Faktoren zur Berücksichtigung von Durchmesser, Querkraft und Verbund nach *DAfStb 301*
$l_ü$	Grundmaß der Übergreifungslänge nach *DIN 1045 1972 / 1978*
l_0	Übergreifungslänge nach *EN 1992-2* und *DIN EN 1992-2/NA*
l_1	Verankerungslänge nach *DIN 1045 1978*
l_s	Übergreifungslänge nach *DIN 1045-1 2001*
p, p_R	Pressungen, radial
p_{tr}	Querdruck nach *Model Code 2010*
s	Relativverschiebung (Schlupf)
z	innerer Hebelarm

Griechische Buchstaben

α_1 bis α_6	Beiwerte zur Ermittlung der Übergreifungslänge nach *EN 1992-2* und *DIN EN 1992-2/NA*
γ_C	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_S	Teilsicherheitsbeiwert für Stahl
Δ	Relativverschiebung (Schlupf)
ε_c	Dehnung des Betons
ε_s	Dehnung des Stahls
η	Beiwert zur Berücksichtigung der Oberflächenstruktur
η_1	Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen
η_2	Beiwert zur Berücksichtigung der Stabdurchmesser
η_3	Beiwert zur Berücksichtigung der Stabdurchmesser
η_4	Beiwert zur Berücksichtigung der Stahlfließgrenze
μ	Reibungsbeiwert
σ_c	Betonspannungen
σ_s	Stahlspannung
σ_{sm}	mittlere Stahlspannung
zul σ_e	zulässige Stahlspannung
$\sigma_{su,cal}$	Mindestwert der zu übertragenden Stahlspannung im Übergreifungsstoß
$\sigma_{su,test}$	aus dem Bruchmoment errechnete Stahlstahlspannung im Übergreifungsstoß
τ	Schubspannung
τ'	Adhäsionsspannung
τ_b	Verbundspannung
$\tau_{0,01}$	Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,01 mm
$\tau_{0,10}$	Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,10 mm
$\tau_{0,15}$	Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,15 mm
$\tau_{1,00}$	Verbundspannung bei einem Schlupf von 1,00 mm
τ_{max}	maximale Verbundspannung
$Ø_s$	Stabdurchmesser

1 Einleitung

1.1 Motivation, Anlass und Ziele

Durch den deutschen nationalen Anhang *DIN EN 1992-1-1/NA* werden die Regelungen hinsichtlich der Übergreifungslängen gestoßener Bewehrungsstäbe gegenüber den Vorgaben der Originalfassung des *EN 1992-1-1*, dessen empfohlene Parameter in den meisten europäischen Ländern unverändert übernommen wurden, zum Teil stark verschärft. Dadurch können sich nach *DIN EN 1992-1-1/NA* in Abhängigkeit vom Stoßanteil, lichten Stababstand und Stabdurchmesser deutlich größere Übergreifungslängen ergeben. Während die *EN 1992-1-1* durch den Beiwert α_2 eine Abminderung der Übergreifungslängen durch die günstige Wirkung einer höheren Betondeckung gegenüber dem Mindestmaß c=1,0·ø generell erlaubt, sieht der deutsche NA eine solche Abminderung im Allgemeinen nicht vor: „Der Beiwert α_2 ist in der Regel mit α_2=1,0 anzusetzen". Darüber hinaus werden durch den deutschen NA zum Teil deutlich höhere α_6-Werte zur Berücksichtigung des Stoßanteils in Abhängigkeit vom lichten Stababstand (a < 8øs bzw. a ≥ 8øs) und Stabdurchmesser (øs < 16 mm bzw. øs ≥ 16 mm) vorgegeben. Die Regelungen des deutschen NA stimmen im Wesentlichen mit denen der alten nationalen Norm *DIN 1045-1* überein. Die deutschen Bemessungsregeln für die Länge der Übergreifungsstöße sind so ausgelegt, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine ausreichende Tragfähigkeit sichergestellt ist. Die Betondeckung darf nicht abgesprengt werden, Längsrisse parallel zu den gestoßenen Stäben sollen vermieden werden, da sie die Verbundfestigkeit begrenzen. Die Kräfte zwischen den gestoßenen Stäben müssen sicher durch den Beton übertragen werden. Zusätzlich soll mit den großen Übergreifungslängen sichergestellt werden, dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die zulässigen Rissbreiten am Stoßende nicht wesentlich überschritten werden. Die deutschen Regelungen für die Übergreifungslängen sollen sowohl den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit abdecken. Längsrisse, die den Verbund schwächen, sollen unter Gebrauchslasten möglichst vermieden werden. Dagegen decken nach deutscher Auffassung die Regelungen in *EN 1992-1-1* lediglich den Grenzzustand der Tragfähigkeit ab. Die Übergreifungslängen auf Grundlage der *DIN EN 1992-1-1/NA* sind in Deutschland seit Jahrzehnten üblich. Sie wurden für die geringste zulässige Betondeckung (c=1,0·ø) ermittelt (*vgl. Eligehausen 1978)*. Nach *EN 1992-1-1*, *Tab. 8.2* ist es jedoch grundsätzlich zulässig, den günstigen Einfluss einer größeren Betondeckung auf die Tragfähigkeit eines Übergreifungsstoßes durch den Beiwert α_2 zu berücksichtigen.

Im europäischen Ausland führt dies insbesondere bei Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur mit großer Betondeckung zu kleineren Übergreifungslängen. Systematisch auftretende Schäden, die auf die teilweise deutlich geringeren Übergreifungslängen in diesen Ländern zurückzuführen sind, sind nicht bekannt.

Daher stellt sich die Frage nach einer Überprüfung der im internationalen Vergleich sehr konservativen deutschen Regelungen bei Ingenieurbauwerken mit üblicherweise deutlich größeren

Betondeckungen als c = 1,0 Ø, da sich alleine bei Anwendung des Faktors α_2 um bis zu 30% kürzere Übergreifungslängen ergeben können. Daraus können eine ausführungstechnisch bessere Betonierbarkeit, konstruktiv günstigere Bewehrungsanordnungen und teilweise deutliche Kostenreduzierungen infolge des geringeren Materialbedarfs resultieren was sich nicht zuletzt auch hinsichtlich der Ressourceneffizienz vorteilhaft auswirkt. Anhand umfänglicher großformatiger Versuche werden in der vorliegenden Arbeit die derzeit gültigen deutschen konservativen Regelungen sowie die Regelungen im Eurocode 2 analysiert.

1.2 Vorgehensweise und Aufbau der Arbeit

Nach der Einleitung folgt im zweiten Kapitel eine Zusammenstellung zum Stand des Wissens zum Verbund zwischen gerippten Betonstahl und Beton und zu Übergreifungsstößen mit geraden Stabenden. Das dritte Kapitel erläutert den Stand der Normung hinsichtlich der Ermittlung der Verbundfestigkeit und der Ermittlung der Übergreifungslänge. Der Fokus liegt hier auf der Erläuterung der jeweils differenten Berechnungsansätze der *EN 1992-1-1*, der *DIN EN 1992-1-1/NA*, des *Model Codes 2010*, der *SIA 262:2003* sowie der *ACI 318M:2011*. Abschließend werden die Unterschiede anhand von Berechnungsbeispielen verdeutlicht.

Kern der Arbeit bildet die Analyse von experimentellen Untersuchungen. In den Kapiteln vier bis sieben und zehn werden eigene experimentelle Untersuchungen mit verschiedenen Schwerpunkten zur Erforschung des Tragerhaltens von Übergreifungsstößen vorgestellt. Kapitel acht beschreibt eine projektbezogene Versuchsreihe, die beratend und gutachterlich begleitet wurde. Alle Kapitel zu den experimentellen Untersuchungen sind dabei identisch aufgebaut:

Nach einer Zusammenfassung des Versuchsprogramms, werden Probekörperabmessungen, der Versuchsaufbau, die Messtechnik sowie die Beschreibung der Versuchsdurchführung aufgezeigt. Abschließend folgen die Analyse und Einordung der Versuchsergebnisse.

Abgerundet wird die Arbeit in Kapitel elf mit einer numerischen Simulation von Zugstößen. Mittels des Programms ATENA 3D wird zunächst ein dreidimensionales FE-Modell entwickelt, das durch Versuchsnachrechnungen kalibriert und validiert wird. Anschließend werden mit dem kalibrierten Rechenmodell Parameter untersucht, die in den Realversuchen nicht variiert werden konnten.

Abschließend folgt in Kapitel 12 eine kurze Zusammenfassung der Arbeit mit einem Ausblick auf die verbleibende Forschung im Zusammenhang mit einer möglichen Angleichung des deutschen nationalen Anhangs an die originale Fassung des Eurocode 2.

2 Stand des Wissens

2.1 Verbund zwischen Stahl und Beton

2.1.1 **Der Verbund als Grundlage des Verbundwerkstoffs Stahlbeton**

Der Verbund gewährleistet die Kraftübertragung im Verbundwerkstoff Stahlbeton zwischen dem Bewehrungsstahl und dem Beton. Damit die Verbundwirkung aktiviert und der einbetonierte Bewehrungsstahl effektiv wirksam werden kann, ist eine Relativverschiebung zwischen dem Bewehrungsstahl und dem Beton in Verbindung mit der Bildung von Rissen im Beton erforderlich. Während im ungerissenen Zustand die Dehnungen in Stahl und Beton gleich sind und sich die Zugspannungen bei elastischem Verhalten auf Grundlage des Hooke'schen Gesetzes im Verhältnis der E-Moduln gleichmäßig auf Beton und Stahl verteilen, werden die Zugspannungen in den Rissen vollständig vom Bewehrungsstahl aufgenommen. Da die Zugbruchdehnung des Betons gering ist, weisen Stahlbetonbauteile in der Regel bereits vor Erreichen der Gebrauchslast durch das Überschreiten der vorhandenen Betonzugfestigkeit erste Risse auf. Der Verbund verursacht hiernach das Mitwirken des Betons zwischen den ersten Rissen und führt zu einer Verteilung eben dieser bis zu einem abgeschlossenen Rissbild. Durch den Verbundeffekt erhöht sich gleichzeitig die Steifigkeit des gesamten Stahlbetonbauteils deutlich gegenüber der Steifigkeit des gerissenen Querschnitts. Dieser zugversteifende Effekt (tension stiffening) beeinflusst bei Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Rissbreiten und das Verformungsverhalten sowie bei Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Rotationsfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. Bewehrungsstäbe müssen daher nach *EN 1992-1-1* so verankert sein, dass ihre Verbundkräfte sicher, ohne Längsrissbildung und Abplatzungen in den Beton abgeleitet werden können. Diese Anforderung gilt auch im Bereich von Übergreifungsstößen. Auch hier erfolgt die Übertragung der Kräfte von Stahl zu Stahl ebenfalls ausschließlich durch die Wirkung der Verbundkräfte in den die Bewehrung umgebenden Beton.

Im Stahlbetonbau werden an das Verbundverhalten nachfolgende Anforderungen gestellt:

(1) Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dürfen die Rissbreiten sowie die Durchbiegungen von Stahlbetonbauteilen zulässige Werte nicht überschreiten. Demnach wird ein möglichst steifes Verbundverhalten angestrebt. Aus einer hohen Verbundsteifigkeit und einer ausreichend großen Verbundfestigkeit resultieren kleine Rissabstände mit kleinen Rissbreiten und eine hohe Zugversteifung zwischen den Rissen durch den Beton.

(2) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sollen sich im Bereich von Fließzonen plastischer Stahldehnungen für ein möglichst duktiles Bauteilverhalten einstellen. Die Verbundwirkung sollte folglich nach Erreichen der Fließdehnung nicht zu steif sein. Ein steifer Verbund wirkt sich hier eher ungünstig aus.

(3) Für die Ausbildung von Endverankerungen und Übergreifungsstößen sind eine hohe Verbundfestigkeit für vorzugsweise kurze Verankerungs- und Stoßlängen wünschenswert.

2.1.2 **Die Wirkungsweise des Verbunds**

Vereinfacht kann nach *DAfStb 138*, *Leonhardt 1984* und *Zilch 2017* die Kraftübertragung im Verbundbereich durch die in der Grenzfläche von Bewehrungsstahl und Beton wirkenden Schub- bzw. Verbundspannungen τ_b beschrieben werden. Diese entstehen infolge von Dehnungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton sowie der damit einhergehenden Änderungen der Spannungen in Stahl und Beton entlang des Bewehrungsstabes. Die Differenz der an den Schnittufern wirkenden Zugkräfte im Bewehrungsstab mit der Länge dx steht im Gleichgewicht mit den über den Stabumfang U_s wirkenden Verbundspannungen τ_b. Dieser Zusammenhang ist in *Bild 2-1* dargestellt.

Damit gilt:

$$A_s d\sigma_s = U_s \tau_b(x)\, dx \qquad (2.1)$$

und allgemein für die Verbundspannung:

$$\tau_b(x) = \frac{d\sigma_s}{dx} \cdot \frac{\emptyset_s}{4} \qquad (2.2)$$

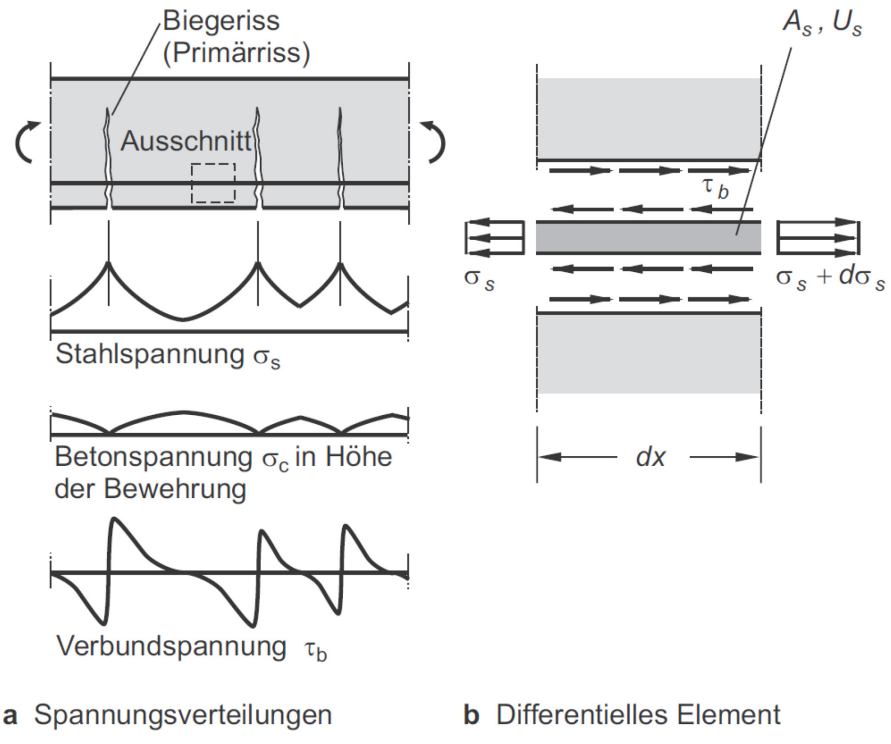


Bild 2-1: Verbund bei einem Stahlbetonbalken bei konstantem Moment aus *Zilch 2017*

2.1.3 **Die Ursachen von Verbundbeanspruchungen**

Wie bereits erläutert, sind für Verbundspannungen unterschiedliche Dehnungen und damit einhergehende Relativverschiebungen (Schlupf) zwischen den beiden miteinander verbundenen Baustoffen Stahl und Beton verantwortlich. Nach *Leonhardt 1984* und *Zilch 2017* können entsprechende Verbundbeanspruchungen in Tragwerken daher maßgeblich auf folgende Ursachen zurückgeführt werden:

- Innere und äußere Einwirkungen ändern die Dehnungen bzw. die Zug- und Druckspannungen und aktivieren damit den Verbund zwischen Stahl und Beton

- Risse haben infolge der gleichzeitigen Umlagerung der inneren Kräfte örtlich hohe Verbundspannungsspitzen zwischen Stahl und Beton zur Folge

- Ankerkräfte an Stabenden werden über Verbundspannungen eingeleitet, wie u.a.
  - Endverankerungen von Bewehrungsstäben
  - Übergreifungsstöße von Bewehrungsstäben

- Temperaturänderungen, die infolge der verschiedenen Wärmeleitfähigkeiten von Stahl und Beton zu differenten Dehnungen in den beiden Baustoffen führen. So wird sich beispielsweise sich der Betonstahlstahl im Brandfall stärker dehnen als der umgebende Beton, was durch den Verbund behindert wird, bis die Spannungen so hoch werden, dass infolge der ungleichen Dehnungen die Betondeckung abplatzt.

- Schwindvorgänge (z.B. Trocknungsschwinden) im Beton führen zu Verkürzungen gegenüber dem eingebetteten Stahl. Der Verbund behindert diesen Vorgang. Dabei erhält der Stahl Druckspannungen und der Beton Zugspannungen, die bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit zu Rissen führen.

- Kriechvorgänge in gedrückten Betonbauteilen führen ebenfalls zu Verkürzungen gegenüber dem eingebetteten, Bewehrungsstahl, der keinen Kriecheffekten unterliegt. Auch hier behindert der Verbund die ungestörte Längenänderung. Der Stahl erhält zusätzliche Druckspannungen und der Beton wird durch Zugspannungen entlastet.

2.1.4 **Die Verbundmechanismen**

Verbundwirkungen können im Wesentlichen in drei Arten unterteilt werden:

- Haftverbund
- Reibungsverbund
- Scherverbund

Die Anhaftung zwischen Bewehrungsstahl und Zementstein wird durch den sogenannten Haftverbund charakterisiert, der vor allem durch chemische Adhäsion, Kapillarkräfte und Verzahnung der Stahloberfläche im mikroskopischen Bereich mit der Zementmatrix erreicht wird.

Er wird bereits bei kleinsten Relativverschiebungen zerstört und ist folglich nur gering belastbar. Nach dem Versagen steigt die für die Relativverschiebungen der Bewehrung relevante Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (τ_b- s-Beziehung) deutlich steil an. Da der Haftverbund bereits bei kleinsten Verschiebungen unmittelbar und vollständig versagt und die nachfolgend beschriebenen effektiven Verbundmechanismen erst nach seinem Versagen aktiviert werden, darf er grundsätzlich nicht für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) angesetzt werden.

Unmittelbar nach dem Versagen des Haftverbunds wird durch geringfügigste Verschiebungen zwischen Beton und Bewehrungsstab infolge von Querpressungen auf den Bewehrungsstab der sogenannte Reibverbund aktiviert. Dieser ist nach *Zilch 2017* annähernd unabhängig von der Größe der Relativverschiebung. Bei gerippten Stählen basiert die Verbundwirkung hauptsächlich auf dem sogenannten Scherverbund, der als formschlüssiger Verbund infolge mechanischer, dübelartiger Verzahnung der Stahloberfläche mit dem umgebenden Beton entsteht und u.a. durch die aufgewalzten Rippen realisiert wird. Der Scherverbund ist die effektivste Art des Verbundes. Die Rippen stützen sich bei Relativverschiebungen unter hohen Druckspannungen auf den Betonkonsolen ab. Durch den damit vorliegenden dreiachsialen Druckspannungszustand können ein Vielfaches der Zylinderdruckfestigkeit erreicht werden. Zunächst kommt es zur Entstehung von geneigten sekundären Verbundrissen, die sich von den Betonstahlrippen beginnend entwickeln (*vgl. Bild 2-2 ①*). Die maximale Verbundtragfähigkeit wird erreicht, nachdem der Beton lokal als Keil oder entlang der Mantelfläche des Stabes durch die Rippen abschert (*vgl. Bild 2-2 ②*). Es folgt die Zerstörung der Betonkonsolen mit größer werdendem Schlupf während die Verbundspannung τ_b abnimmt (*vgl. Bild 2-2 ③*).

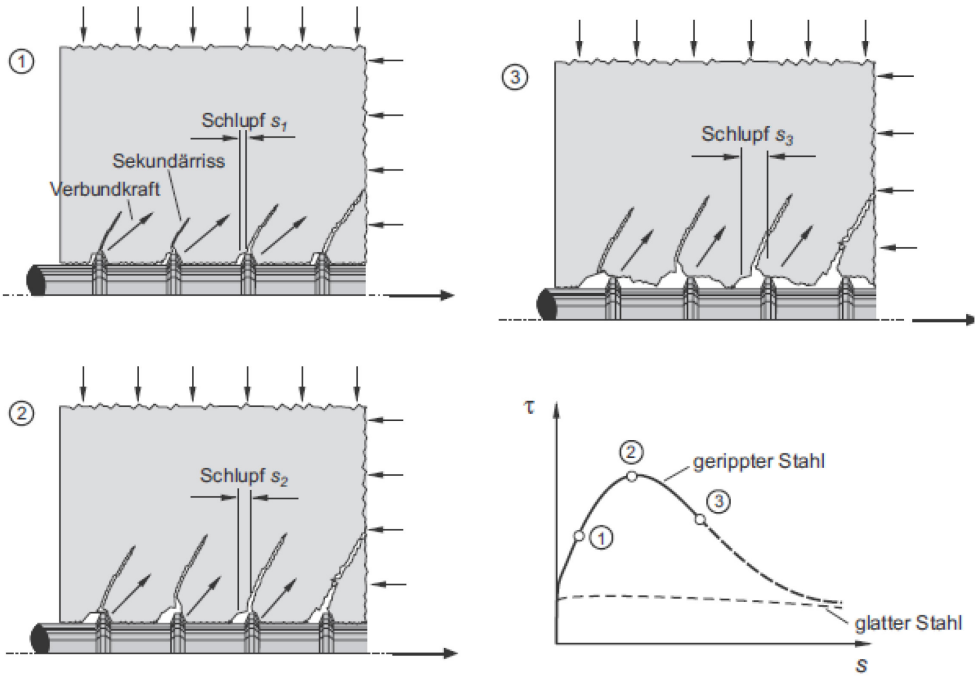


Bild 2-2: Verbundmechanismen gerippten Betonstahls an einem Balkenausschnitt (in Anlehnung an Eligehausen u.a. 1983) aus *Zilch 2017*

2.1.5 **Die Versagensmechanismen**

Sobald sich der Haftverbund zwischen Stahl und Beton löst, stützen sich nach *DAfStb 301* und *Zilch 2017* die einzelnen Stahlrippen auf die den Betonkonsolen ab und erzeugen dabei hohe Druckspannungen, die aufgrund des vorherrschenden dreiaxialen Spannungszustands ein vielfaches der Zylinderdruckfestigkeit erreichen können. Die *Bilder 2-3* und *2-4* zeigen den Verlauf von Bruchflächen, Bruchlasten und Hauptspannungen in den Betonkonsolen unter den kreisringförmigen Rippen.

Gleichzeitig entstehen infolge der in *Bild 2-4* dargestellten Zugtrajektorien von den Rippen ausgehende, geneigt verlaufende sekundäre Verbundrisse (*vgl. Bilder 2-5* und *2-7)*. Der Scherbruch wird durch den vorhergehenden Zugbruch in Richtung der Hauptspannungen initiiert. Beim Zugring-Modell nach *Tepfers 1973* breiten sich die Druckspannungen, von den Rippen ausgehend, zunächst gegen den Stab geneigt rotationssymmetrisch aus. Die Spannungsresultierenden bewirken sodann die Entstehung eines Druckkegels (*vgl. Bild 2-6*). Infolge von Umlenkkräften bilden sich Zugspannungen, die ringförmig um den gerippten Stahl verlaufen. Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit führen die Ringzugspannungen zu Längsrissen entlang des Stabes, die die Verbundtragfähigkeit limitieren. Die Art des Versagens und die Größe des Scherwiderstands hängen dabei u.a. von Form und Neigung der Rippen, ihrer Höhe *a* und ihrem lichten Abstand *c* ab. Nach *DAfStb 301* bildet die sogenannte bezogene Rippenfläche f_R den Widerstand für unterschiedlich profilierte Stäbe zweckmäßig ab.

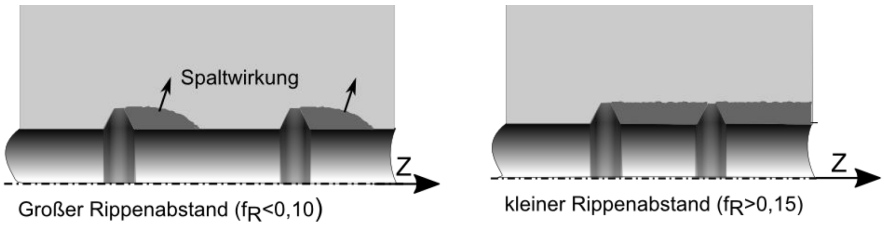


Bild 2-3: Rundstab mit kreisförmigen Rippen und möglichen Scherverbundbruchflächen nach *Leonhardt 1984 basierend aus DAfStb 138*

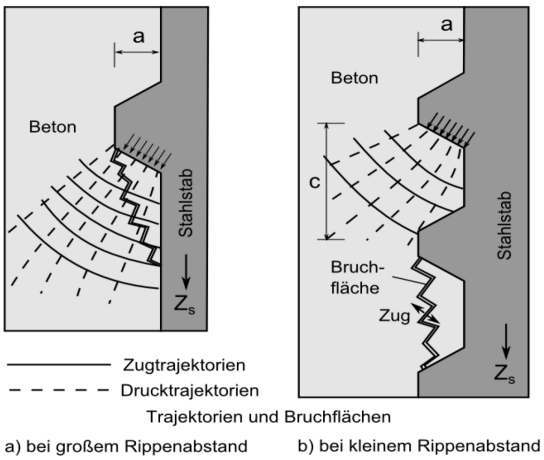


Bild 2-4: Hauptspannungen und Bruchlasten in Betonkonsolen unter Rippen aus *Leonhardt 1984*

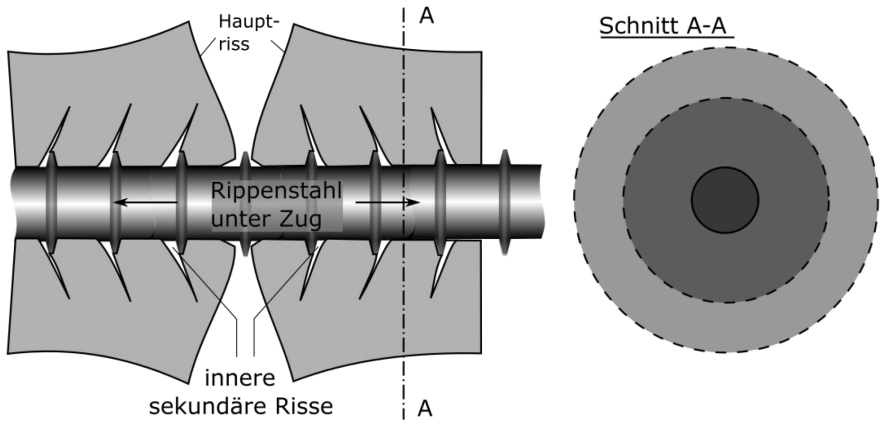


Bild 2-5: Sekundäre Verbundrisse zwischen primären Hauptrissen bei einem Rippenstahl unter Zug aus *Leonhardt1 984 basierend auf Goto 1971*

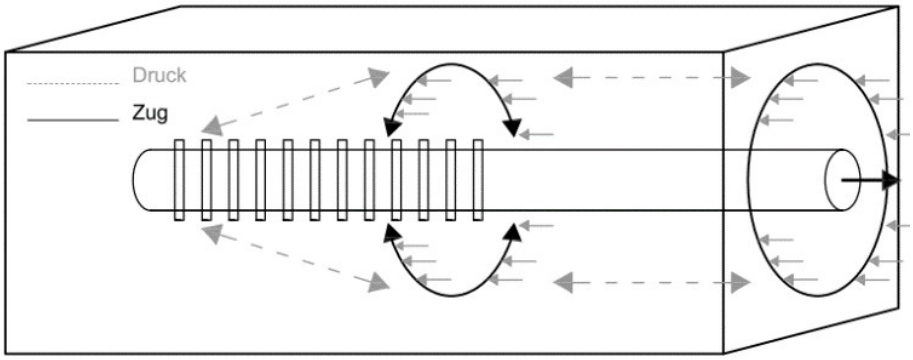


Bild 2-6: Räumliche Tragwirkung der Verbundkräfte aus *Tepfers 1973*

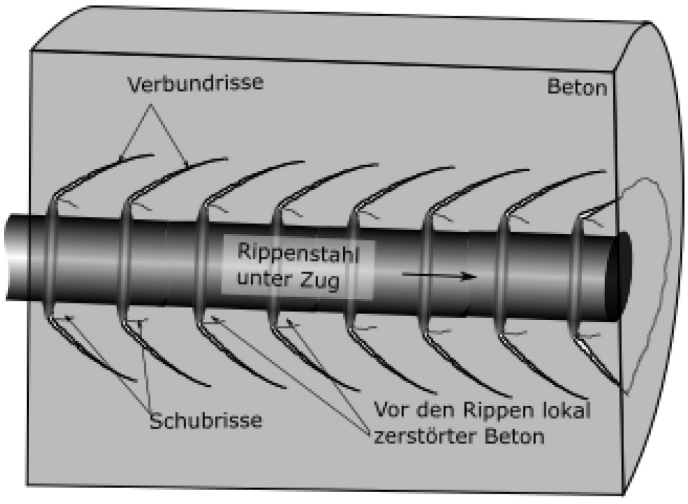


Bild 2-7: Entwicklung von Verbundrissen nach *DAfStb 609* auf Basis von *Schlaich 1998*

Die bezogene Rippenfläche f_R wird für einen vereinfacht nach *Bild 2-8* mit umlaufend gleichhohen ringförmigen Rippen gestalteten Bewehrungsstab nach *DAfStb 138* ermittelt durch Division der Rippenaufstandsfläche F_R mit der Mantelscherfläche F_S zu:

$$f_r = \frac{F_R}{F_S} = \frac{a_R \cdot (d_s + a_R)}{c_l \cdot (d_s + 2a_R)} \approx \frac{a_R}{c_l} \qquad (2.3)$$

Moderne Betonrippenstähle sind mit, das Ermüdungsverhalten des Verbundes günstig beeinflussende, schräg angeordnete, sichelförmige und nicht umlaufende Rippen ausgestatte. Für solche Stäbe wird die bezogene Rippenfläche aufgrund der abweichenden Geometrie nach *DIN 488 2009* mit einer deutlich veränderten, exakten Formel ermittelt. Vereinfacht erhält man auf deren Basis nach *Zilch 2017* eine überschlägige bezogene Rippenfläche f_R mit im Verhältnis zum Rippenachsabstand c_m kleinerer Rippenhöhe a von:

$$f_r \approx 0{,}6 \cdot \frac{a_R}{c_m} \qquad (2.4)$$

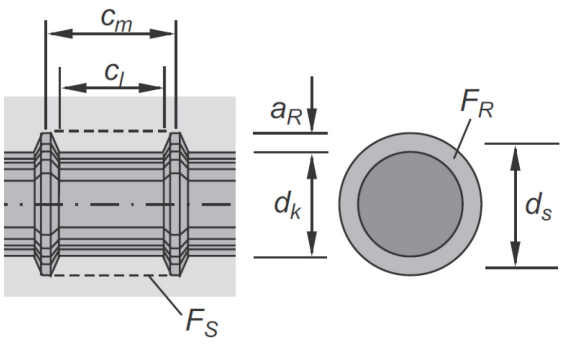


Bild 2-8: Definition der bezogenen Rippenfläche $\boldsymbol{f_R}$ (schematisch für $\sum \boldsymbol{e} = \mathbf{9}$) aus *Zilch 2017*

In Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche f_R sind zwei unterschiedliche Formen des Scherverbundversagens bekannt. Während das lokale, keilförmige Abscheren des Betons an den Rippen bei großen Rippenabständen mit $f_R \leqslant 0{,}10$ sowie fehlenden bzw. zu geringen Querpressungen und Bewehrungszulagen zu einem Sprengrissversagen führt, bewirkt das Abscheren der gesamten Mantelfläche des Betons bei kleinen Rippenabständen mit $f_R \geqslant 0{,}15$ oder ausreichenden Querpressungen bzw. Bewehrungszulagen zur Aufnahme der Ringzugspannungen ein Ausziehversagen (*vgl. Bilder 2-3* und *2-4)*.

Die Verbundtragfähigkeit des gerippten Stahls ist neben der bezogenen Rippenfläche f_R hauptsächlich abhängig von der Höhe der Betondeckung, eventuell vorhandener Bügel- bzw. Querbewehrungen oder Querpressungen, die die Zugspannungen aufnehmen oder überdrücken können, und den in *Kap. 2.1.6* erläuterten Verbundbedingungen. Bei geringer Betondeckung spalten die infolge zu hoher Ringzugspannungen entstehenden Längsrisse die unbewehrte Betonschale und

die Verbundspannung fällt schlagartig ab. Es kommt zum Sprengrissversagen. Bei ausreichend hoher Betondeckung, ausreichenden Querpressungen oder ausreichender Bügelbewehrung kann die resultierende Zugkraft der Zugspannungsringe aufgenommen und ein Spalten verhindert werden. Die Betonkonsolen werden bei steigenden Verbundspannungen und Relativverschiebungen (Schlupf) zwischen den Rippen, vollständig abgeschert (*vgl. Bild 2-5*) und es können nur noch geringere Reibverbundspannungen in der Scherfläche übertragen werden. Beim Ausziehversagen wird der Stab kontinuierlich aus dem Beton herausgezogen.

Können sich die Druckstreben in Bereichen von Primärrissen nicht abstützen, müssen sie über Zugspannungen im Beton rückgehängt werden. Wird nun die Betonzugfestigkeit überschritten, bilden sich an den beiden Rissufern Ausbruchkegel, die die Übertragung der Verbundspannungen stark beeinträchtigen *(vgl. Bild 2-5)*.

Scherverbund und Reibungsverbund treten oft simultan auf und sind auch in Versuchen nur schwer zu differenzieren.

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens dient der Zusammenhang zwischen Verbundspannung τ_b und zugehöriger Relativverschiebung s (in älterer Literatur Δ bzw. δ). Diese Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, die auch als Verbundgesetze bezeichnet werden, charakterisieren verschiedene zusammengesetzte komplexe Wechselwirkungen. Es existiert ein breites Spektrum an dergleichen Gesetzen, in *DAfStb 138*, *DAfStb 228, DAfStb 301, Eligehausen 1983, Model Code 1990 und Model Code 2010*.

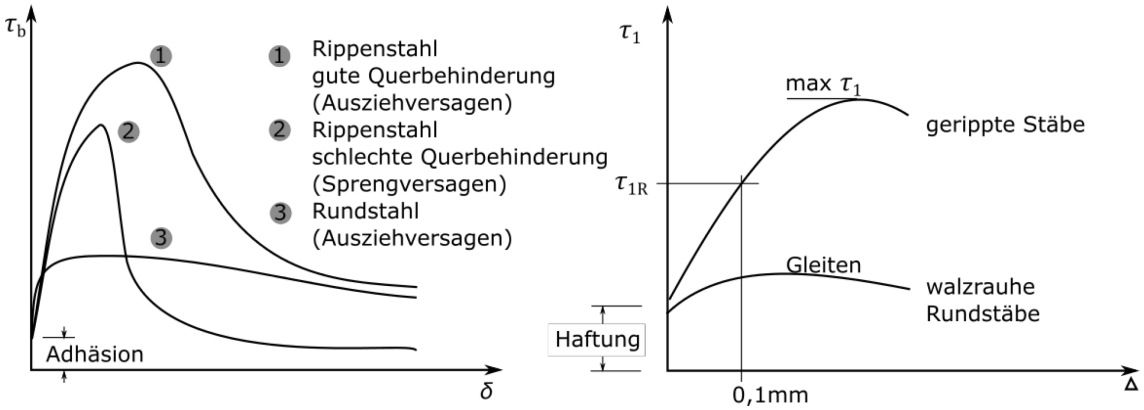


Bild 2-9: Qualitative Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen links aus *Alvarez 1998* und rechts aus *Leonhardt 1984* auf Basis von *DAfStb 138*

In *Model Code 1990*, (*vgl. Bild 2-10) ,* und in *Model Code 2010,* die die τ_b - s - Beziehung nach *Eligehausen 1983* enthalten, werden für Traglastanalysen gerippter Stähle abschnittsweise Verbundgesetze formuliert. Diese erfassen den vollständigen Schlupfverlauf. Im Gebrauchszustand wird der ansteigende Ast der Kurve nicht verlassen. Auch im Falle eines Sprengrissversagens bei geringer Betondeckung ($c < 5$ $Ø_s$) fällt nach dem Abplatzen der Betondeckung die Traglast noch vor Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_{max} *(vgl. Bild 2-10*, Stelle s_1) schlagartig ab. Bei

einem Ausziehversagen ist, nach überschreiten der mechanischen Verzahnung (τ_{max}) durch Abscheren der Betonkonsolen, infolge des weiterhin wirkenden Reibungsverbunds eine Resttragfähigkeit vorhanden, die sich grob in einer Größenordnung mit dem Reibungsverbund glatter Stähle vergleichen lässt (*vgl. Bild 2-9)*.

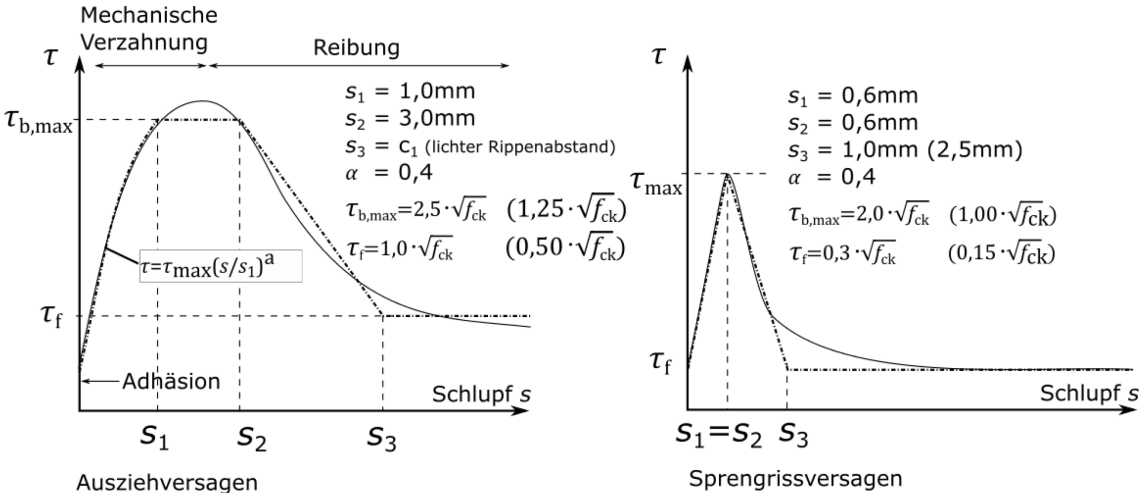


Bild 2-10: Verbundgesetz bei Ausziehversagen (c > 5 *øs*) und Sprengrissversagen (c ⩽ 1 *øs*) für gerippten Stahl nach *MC1990* aus *Zilch2017*

Zur analytischen Berechnung des Schlupfs hat Rehm bereits in *DAfStb 138* die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes *(*DGL*)* hergeleitet, die eine mathematische Zusammenhang von Dehnungen, Relativverschiebungen und Verbundspannungen darstellt und auf Basis von Gleichgewichtsbetrachtungen an dem in *Bild 2-1* dargestellten differentiellen Element eines Zugstabs entwickelt wird. Dabei stehen die Zugkraftdifferenzen nach *Zilch 2017* und *Ritter2013* zwischen Beton und Bewehrung mit den über den Stabumfang U_s wirkenden Verbundspannungen τ_b *(s)* im Gleichgewicht und der Schlupf *s* zwischen Bewehrung und Beton ergibt sich an jeder Stelle aus der Differenz der Verschiebungen von Stahl u_s und Beton u_b, *vgl. Gl. (2.5)*. Ein linearelastischen Materialverhalten vorausgesetzt, lässt sich die DGL aus diesen Beziehungen folgendermaßen herleiten:

$$A_s d\sigma_s = U_s \tau_b d_x = -d\sigma_c \cdot A_c \qquad s = u_s - u_c \qquad (2.5)$$

$$\frac{d\sigma_s}{d_x} = \tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{A_s} \qquad (2.6)$$

$$\frac{d\sigma_c}{d_x} = \tau_b(s) \cdot \frac{U_S}{A_C} \qquad (2.7)$$

$$\frac{d_s}{d_x} = \frac{du_s}{d_x} - \frac{du_c}{d_x} \qquad (2.8)$$

$$\frac{d_s}{d_x} = \varepsilon_s - \varepsilon_c \qquad (2.9)$$

$$\frac{d_s}{d_x} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \qquad (2.10)$$

Nach nochmaligem Differenzieren der Gl. (2.10) und Einsetzen der Gl. (2.6), (2.7) und (2.8) ergibt sich:

$$\frac{d^2s}{dx^2} = \tau_b(s) \cdot \frac{U_s}{A_s \cdot E_s} + \tau_b \cdot \frac{U_s}{E_c \cdot A_c} \rightarrow s'' - \tau_b(s) \cdot \left(\frac{U_s}{A_s \cdot E_s} + \frac{U_s}{E_c \cdot A_c}\right) = 0 \qquad (2.11)$$

Mit Hilfe dieser Differentialgleichung 2.Ordnung lassen sich für spezielle Verbundgesetze τ_b (s) bei bekannten Randbedingungen Lösungen für Relativverschiebungen, Dehnungen und Spannungen in Bewehrung und Beton herleiten. Damit können nach *Zilch 2017* und *Ritter 2013,* die von Noakowski in *DAfStb 296* und *Krips 1984,* Berechnungen von Rissbreiten und -abständen durchgeführt werden. Des Weiteren erlauben die anhand von Dehnkörper-, Auszieh- und Balkenversuchen nach *RILEM 1970* bzw. *DIN EN 10080:2005*, (*vgl. Ritter 2013*), an kleinformatigen Versuchskörpern mit kurzen Verbundlängen ermittelten lokalen Verbundgesetze τ_b(s) unter Berücksichtigung eines entsprechenden Verformungs- bzw. Verschiebungskriteriums die Kalibrierung zulässiger Verbundspannungen f_{bd} für längere Einbettungslängen, was die Berechnung erforderlicher Verankerungs- und Übergreifungslängen ermöglicht.

Ein der DGL ähnliches Verfahren stellt die in *Ritter 2013* beschriebene schrittweise Integration mittels Verbundgrundgesetzen dar, die, als gute Näherungslösung mit gegenüber der DGL geringerem Rechenaufwand, u.a. von Martin in *DAfStb 228* und *Idda 1999* herangezogen wurde, um aus lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Gesetzen zulässige mittlere Verbundspannungen für statische Nachweise zu ermitteln.

Nach *Ritter 2013* wurden unterschiedliche Verschiebungskriterien für den Gebrauchs- und Bruchzustand zugrunde gelegt. Nach *DAfStb 138, DAfStb 301* und *Bonzel 1972* sollte der maximale Schlupf *s* eine Relativverschiebung von Δ bzw. *s* = 0,1 mm unter 1,75-facher Gebrauchslast nicht überschreiten. Nach *Model Code 1990*, auf dessen Grundlagen die Bemessung des Verbunds nach *EN 1992-1-1* basiert, soll in Ausziehversuchen dagegen am belasteten Stabende spezieller mechanischer Verankerungen bei 70% der Maximallast $s \leqslant 0{,}1$ mm und bei 95% der Maximallast $s \leqslant 0{,}5$ mm betragen. Zur Bemessung dieser Verankerungen ist die Maximallast nach *Model Code 1990* nachträglich zu halbieren.

Ergänzend wird im *MC2010* für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei Ausziehversuchen der Einfluss des Verbunds auf die Rissbreiten und die Zugversteifung über den Sekantenmodul der τ_b-s - Beziehung für einen Schlupf am unbelasteten Stabende von s_0=0,01 mm berücksichtigt.

Da die in der einschlägigen Fachliteratur oftmals mit $s_{0,max}$ = 0,1 mm festgelegten maximalen Schlupfwerte von der Betonfestigkeit f_c abhängen und folglich ein absoluter Wert kein einheitliches Bewertungskriterium für verschiedene Betonsorten darstellt, wird von *Ritter 2013* bezüglich der Festlegung eines Verformungskriteriums empfohlen, auch den Schlupf $s_{0,max}$ bei Erreichen der maximalen Verbundspannung $\tau_{b,max}$ in die Bewertung zu integrieren

Alternativ zu der beschriebenen experimentellen Bestimmung von Verbundeigenschaften anhand von empirisch gewonnenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (vgl. *Bilder 2.17* und *2.18*) kann das Verbundverhalten auch mittels mechanischer Modelle definiert werden.

Für gerippte Stähle existiert in der Literatur neben dem bereits vorgestellten Zugringmodell von *Tepfers 1973* (vgl. *Bild 2-21*) eine Vielzahl weiterer Modelle, die nach *Ritter 2013* in zwei Kategorien eingeteilt werden können. Diese sind einerseits mechanische Modelle zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen und andererseits Zugringmodelle zur Berechnung des Spaltbruchwiderstands für das Versagen der Betondeckung bei randnaher Bewehrung.

Zu nennen sind hier das Betonprismen-Modell von *DeGroot 1981*, das Kegelschalen-Zugring-Modell von *Schober 1984* und das Fachwerk-Modell von *Kurz 1997*. Eine Kalibrierung dieser Modelle erfolgte an durchgeführten Verbundversuchen bzw. *an* τ_b-*s* – Beziehungen empirischen Ursprungs.

Die Zugringmodelle zur Berechnung des Spaltbruchwiderstands (*vgl. Tepfers 1973; Bild 2-21*, *Schenkel 1998, Reinhardt 1992, VanderVeen 1990* und *Vandewalle 1992)* bilden die Tragfähigkeit des umgebenden Betons über einen dickwandigen Betonzylinder unter Innendruck ab. Werden die Zugtragfähigkeit des Betons in infolge der Ringzugbeanspruchung überschritten, kommt es bei fehlender Bügel- oder Querbewehrung zur Bildung von Spaltrissen entlang der Bewehrung und infolgedessen zum schlagartigen Verbundversagen.

2.1.6 **Die Einflussgrößen auf den Verbund**

Neben den bereits beschriebenen Einflüssen, die aus den unterschiedlichen Profilierungen der Stahloberfläche und der Betondeckung resultieren und die einen maßgeblichen Einfluss auf den Verbundmechanismus und die Versagensform des Verbundes besitzen, existieren weitere Einflussparameter auf die Verbundtragfähigkeit und -steifigkeit, die nachfolgend erläutert werden.

Der neben der Profilierung des Betonstahls wichtigste und einflussreichste Parameter für den Verbund ist die Betondruckfestigkeit f_c bzw. die daraus induzierte Betonzugfestigkeit f_{ct}. Die Betonzugfestigkeit ist mit der Betondruckfestigkeit korreliert und kann wie folgt abgeschätzt werden: $f_{ctm} = 0{,}3\ f_{ck}^{2/3}$. Mit ansteigender Betonfestigkeit nehmen tendenziell sowohl die Verbundtragfähigkeit als auch die Verbundsteifigkeit zu.

Eine größere Verbundsteifigkeit spiegelt sich in einer steileren Steigung des ansteigenden Astes der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (*vgl. Verbundgesetze Bilder 2.17* und *2.18*) wider und hat nahezu einen starren Verbund zu Folge. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundspannung wird nach *Zilch 2017* durch folgende Beziehung beschrieben:

$$\tau_{b,max} \sim f_c^k \qquad (2.12)$$

mit:

$\tau_{b,max}$ maximale Verbundspannung

f_c Betondruckfestigkeit

k Faktor zur Berücksichtigung der Versagensart:

für Sprengrissversagen k = 2/3 (*DAfStb 394*)

für Ausziehversagen k=1/2 (*Model Code 1990*, *Eligehausen 1983*)

Im Falle eines Sprengrissversagens, das bei Übergreifungsstößen mit üblichen Betondehnungen in der Regel maßgeblichen Einfluss aufweist, ist nach *DAfStb 394* und *Zilch 2017* eine proportionaler Zusammen mit der Betonzugfestigkeit f_{ct} entwickelt worden. Die Ansatzfunktion für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach *Noakowski 1985* stellt sich wie folgt dar:

$$\tau_b(s) = A \cdot s(x)^N \cdot f_c^{2/3} \qquad (2.13)$$

Bei einem Ausziehversagen ergibt sich eine funktionelle Abhängigkeit mit betragsmäßig kleinerem Exponenten. Den oben genannten Exponenten $k = 1/2$ findet man u.a. in der Formel für die maximale Verbundspannung bei Ausziehversagen nach *Model Code 2010* für Ausziehkörper mit einer Verbundlänge von $l_b = 5\ \emptyset s$:

$$\tau_{b,max} = 2{,}5 \cdot f_{ck}^{1/2} \qquad (2.14)$$

Ritter2013 können weiteren Ansatzfunktionen für Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen zur Berechnung der zugehörigen Verbundspannungen bei Sprengrissversagen und mit maximalen Verbundspannungen bei Ausziehversagen entnommen werden.

Die sogenannten Verbundbedingungen stellen ein weiteres Kriterium dar. Die Verbundbedingungen sind von der Lage des Stabes beim Betonieren abhängig. Vertikal stehend einbetonierte Stäbe haben stets einen günstigen Einfluss auf das Verbundverhalten. Horizontal liegend betonierte Stäbe können hingegen einem Effekt unterliegen, der sich ungünstig auf das Verbundverhalten auswirkt.

Im Zuge des Verdichtens von Frischbeton setzen sich schwerere Bestandteile ab, während überschüssiges Wasser und Luftblasen nach oben steigen und sich insbesondere unter den horizontal

liegenden Stäben ansammeln. Nach dem Erhärten der Zementmatrix kann sich unter dem Betonstahl ein Hohlraum ausbilden (*vgl. Bild 2-11)*. Der umgebende Beton besitzt an dieser Stelle eine erhöhte Porosität. Die daraus entstehende verminderte Verbundfestigkeit und -steifigkeit verschlechtert sich proportional mit der Zunahme der Entfernung des horizontalen Stabs vom Schalboden bzw. von der Unterkante des Frischbetons. Die Reduktion der Verbundfestigkeit kann nach *Zilch 2017* in ungünstigen Fällen bis zu 50% betragen.

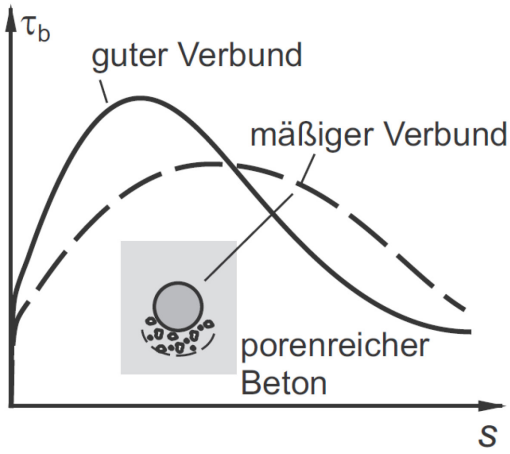


Bild 2-11: τ_b- s-Beziehung bei unterschiedlichen Verbundbedingungen aus *Zilch 2017*

In den Bemessungsformeln für Verankerungs- und Übergreifungslängen nach *DIN EN 1992-1-1/NA* werden diese Einflüsse der Betonfestigkeit und der Verbundbedingungen auf die Verbundfestigkeit anhand der Formel für den Bemessungswert der Verbundfestigkeit dementsprechend berücksichtigt. Der Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd} ist hier bei üblichen Stabdurchmessern ⩽ 32 mm, nur von der Betonzugfestigkeit f_{ct} und den mit dem Faktor η_1 beschriebenen Verbundbedingungen abhängig (*vgl. Kap.3.1*).

Weiterhin können nach *Zilch 2017* und *Ritter 2013* Spannungen senkrecht zur Stabachse das Verbundverhalten beeinflussen. Zusätzliche Querzugspannungen, die z.B. aus der Querbiegung einer zweiachsig gespannten Platte resultieren, können die Sprengrissbildung maßgeblich begünstigen. Vorhandene Querdruckspannungen hingegen, z.B. durch Auflagerdruck oder Vorspannung, können der Sprengrissbildung effektiv entgegenwirken und die Verbundwirkung erhöhen. Auch für die den Verbund beeinflussenden Einwirkungen aus Querdruck bzw. Querzug wird in *DIN EN 1992-1-1/NA in Tabelle 8.2*, mit α_5 ein gesonderter Beiwert angegeben, der bei der Bemessung von Verankerungs- und Übergreifungslängen berücksichtigt werden kann (*vgl. Kap.3.1 und Kap.3.2*).

Daneben können langandauernde oder zyklische Belastung das Verbundverhalten negativ beeinflussen. Infolge hoher Druckspannungen unter den Betonkonsolen gerippter Stähle treten bei langandauernden Belastungen Kriechverformungen auf. Bei gleichbleibender Verbundspannung

nimmt der Schlupf langsam zu, bei gleichbleibendem Schlupf fällt die Verbundspannung dagegen ab. Nach *Zilch 2017* bzw. *DAfStb 268* ist aufgrund der proportionalen Zunahme des Schlupfs im Verhältnis zur Größe der Verbundspannung mit einem linearen Kriechen zu rechnen. Nach *Rohling 1987* bleibt die Kriechverformungen weitestgehend irreversibel. Der von der Belastungszeit *t* [h] abhängige Schlupf *s* kann mit folgenden Gleichungen bestimmt werden:

$$s(t) = s_0 \cdot (1 + k_t) \qquad (2.15$$

mit:

$$k_t = (1 + 10 \cdot t)^{0,08}\text{-}1 \qquad (2.16)$$

Bei zyklischer Belastung zeigt sich nach *Zilch2017* ein mit dem Kriechen unter konstanter Last vergleichbares Bild. Nach *Rohling 1987* und *DAfStb 291* lässt sich folglich für gerippte Stähle bei konstanter Oberspannung und Schwingbreite ebenso eine lineare Beziehung zwischen Beanspruchung und Schlupf *s* feststellen. Der Schlupf *s* ist hier von der Lastwechselzahl *N* abhängig. Dieser Zusammenhang wird in folgender Gleichung formuliert:

$$s(N) = s_0 \cdot (1 + k_N) \qquad (2.17)$$

mit:

$$k_N = (1 + N)^{0,107} - 1 \qquad (2.18)$$

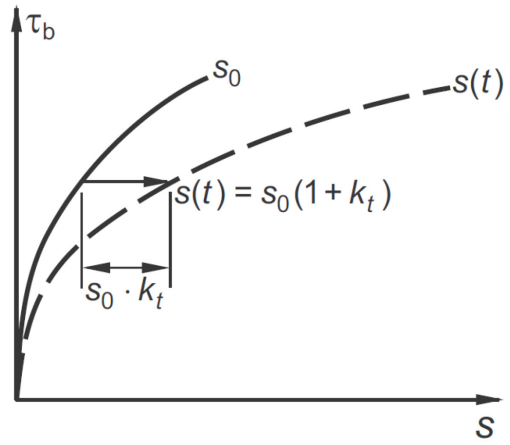


Bild 2-12: Auswirkungen langandauernder Belastung aus *Zilch 2017*

2.2 Übergreifungsstöße mit gerippten Betonstahl und geraden Stabende

Resultierend aus den begrenzten Lieferlängen der Betonstahlbewehrung (12 – 15m) und der abschnittsweisen Herstellung einiger Bauteile, ist die indirekte Verbindung über einen Übergreifungsstoß das bewährte Verfahren eine kraftschlüssige Verbindung der Bewehrung wirtschaftlich herzustellen. Dabei können sowohl zug- als auch druckbeanspruchte Stäbe einfach verbunden werden. Die Verbundwirkung, als idealisiertes Fachwerkmodell dargestellt, liefert eine anschauliche Modellverstellung für die Übertragung der Stabkräfte (*vgl. Bild 2-13*).

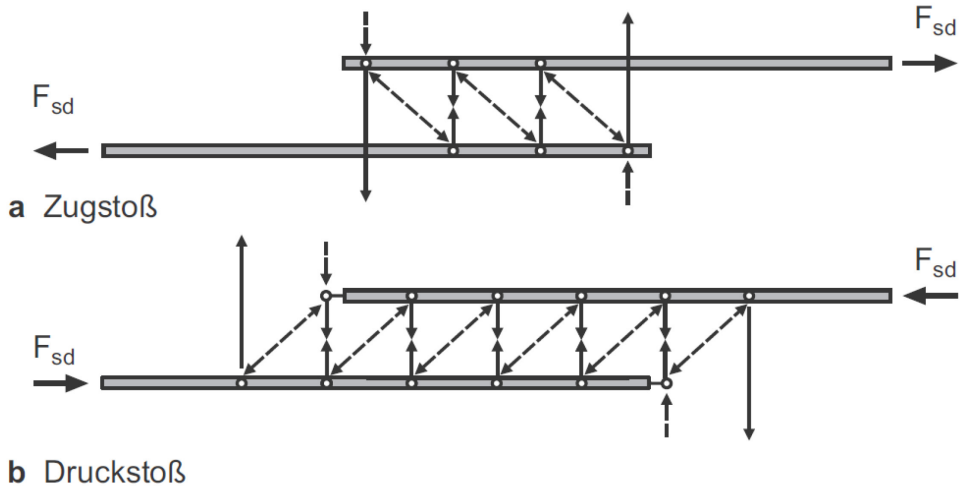
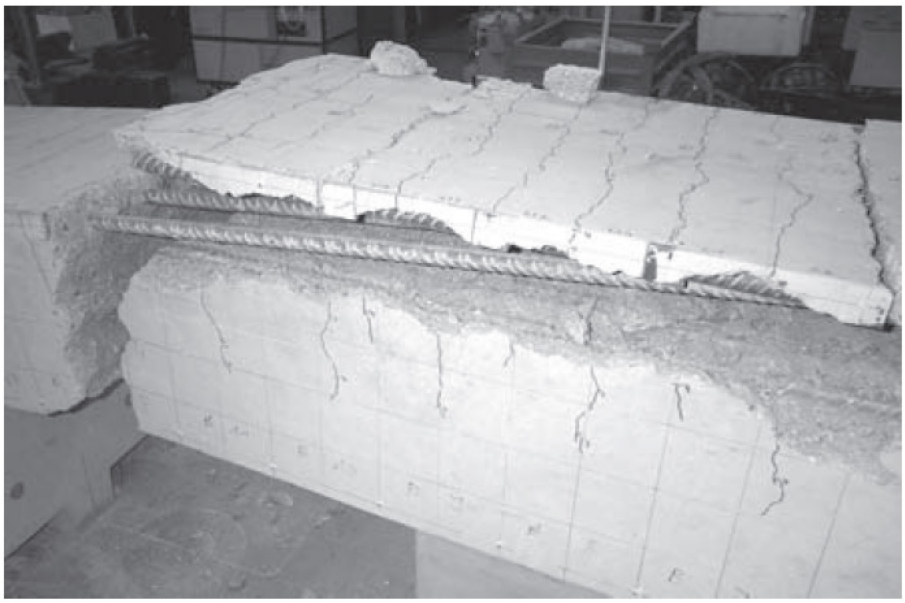
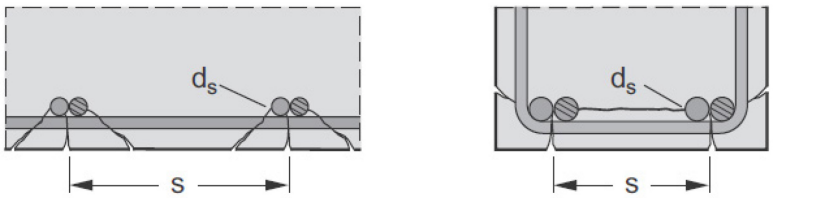


Bild 2-13: Kraftfluss bei Übergreifungsstößen aus *Zilch2107*

Die in der Stoßebene wirkenden Querzugkräfte können zu Spaltrissen parallel zu den Stäben führen. Die Risse sollten durch Querbewehrung kontrolliert werden, besonders im Bereich der Stabenden, wo die Zugspannungen maximal sind. Bei vorhandenen Rissen und ohne ins Innere verankerte Querbewehrung, kommt es bei weiterer Steigerung der Last je nach Stoßabstand zu trichterförmigem oder flächigem Abplatzen der Betondeckung (*vgl. Bild 2-14 b*). Im Falle biegebeanspruchte Bauteile mit Vollstößen, kleinen seitlichen Stoßabständen und fehlender Querbewehrung kommt es beim Erreichen der Betonzugfestigkeit schlagartig zur Ausbildung einer Bruchfläche mit sprödem Versagen. Die Bewehrungsstäbe klappen regelrecht auf (*vgl. Bild 2-14 a*). Eine Querbewehrung an den Stoßenden mit Rückverankerung in die Druckzone (enge Stoßlage) ist zur Vermeidung eines spröden Versagens dringend notwendig. Stöße in stark beanspruchten Arealen müssen generell vermieden werden, da sie aufgrund ihres spröden Versagensmechanismus immer eine Schwachstelle darstellen.



a typisches Versagensbild eines Vollstoßes ohne Quer- und Bügelbewehrung



weiter Abstand ($s > 10\ d_s$) enger Abstand ($s \leq 10\ d_s$)

b Rissbildung in Abhängigkeit des Stoßabstandes

Bild 2-14: Versagensformen bei Übergreifungsstößen aus *Zilch 2017*

2.2.1 **Versagensmechanismen**

Im Allgemeinen versagen Übergreifungsstöße mit geraden Stabenden durch Absprengen der Betondeckung (Vom Versagen der Bewehrung infolge Fließens des Stahls wird hier abgesehen). Nach *DAfStb* 301 tritt ein Bruch durch Ausziehen gerippter Stähle ausschließlich bei extrem kurzen Übergreifungslängen und sehr großer Betondeckung sowie einem hohen Querbewehrungsgrad auf. Im Nachfolgenden wird nur auf das Versagen durch Absprengen der Betondeckung eingegangen.

Nach *Ferguson 1969*, *Ferguson 1971* und *Tepfers 1973* können sechs charakteristische Versagensmechanismen bei Übergreifungsstößen mit geraden Stabenden identifiziert werden (*vgl. Bild 2-15*). So sind nach *Ferguson 1969* für Stöße, bei denen der lichte Stoßabstand e_s

($e_s = 2 \cdot e_l$) doppelt so groß ist wie der Randabstand c_x (seitliche Betondeckung $c_x = e_l$), drei wesentliche Bruchtypen zu beobachten.

Nach Ferguson verläuft der Bruchriss Typ A (Side Split) bei engen Stoßabständen $e_s \leqslant 1{,}4 \cdot c_y$ (vertikale Betondeckung, *vgl. Bild 2-15*) in Höhe der Stoßebene entlang der gesamten Stoßlänge. In der vertikalen Betondeckung entwickeln sich infolgedessen keine Längsrisse und die Sprengrisse an den Balkeninnenseiten in Höhe der Stäbe werden erst unvermittelt vor dem Bruch an den Stoßenden sichtbar.

Bei sehr großen Stababständen $e_s > 8 \cdot c_y$ bzw. bei jeweils nur einem gestoßenen Stab kommt es hingegen nach prägnanter Längsrissbildung zu schlagartigen dreiecksförmigen Ausbrüchen. Dieser Bruchtyp wird als der Bruchart C (V-Type-Failure) beschrieben.

Bruchart B (Face-and Side-Split-Failure) stellt eine Kombination der beiden bereits erwähnten Versagensarten dar. Sie entwickelt sich t bei lichten Stababständen $1{,}4\ c_y \leqslant a \leqslant 8\ c_y$. Eingeleitet wird das Versagen durch die Bildung von Längsrissen analog zu Typ C, nach einer weiteren möglichen Laststeigerung, die nach Ferguson mit einer mögliche Übertragung von Schubkräften über deren Rissufer begründet wird, platzt die Betondeckung über die gesamte Breite analog Typ A ab.

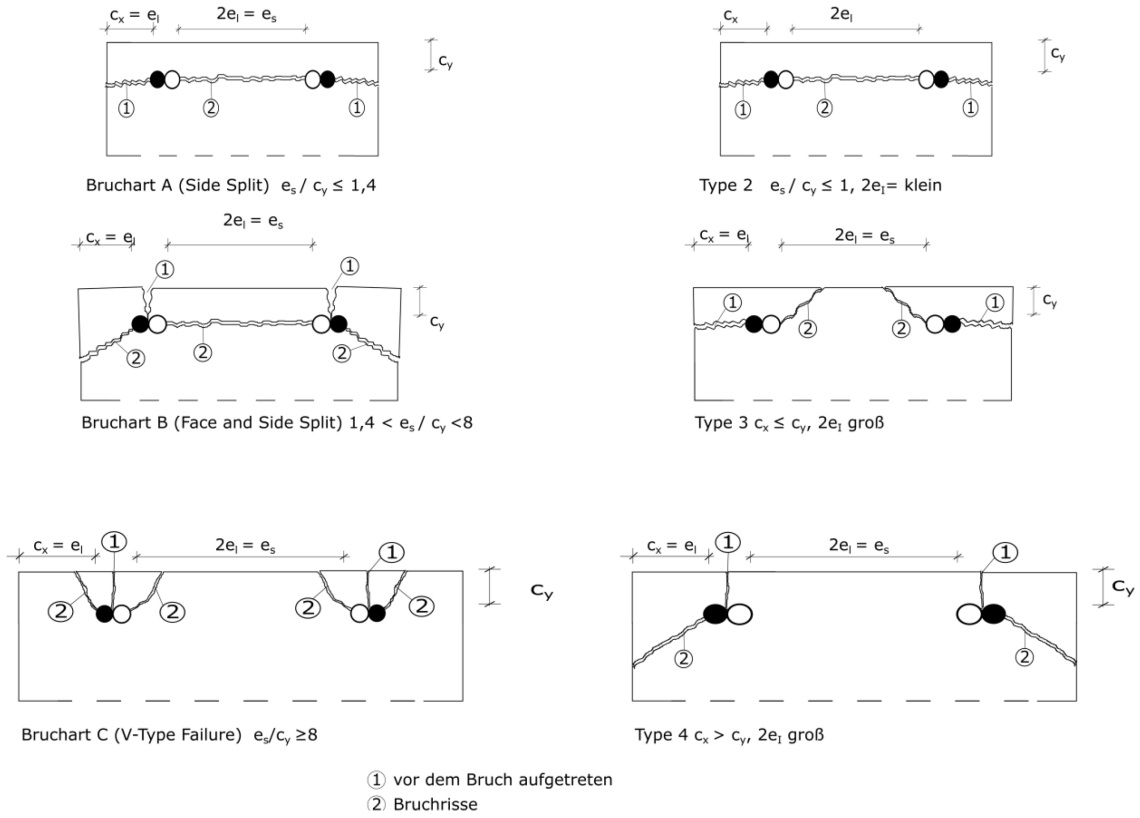


Bild 2-15: Versagensmechanismen nach *Ferguson 1969* (links) und *Tepfers 1973* (rechts) (entnommen aus *DAfStb 301*)
[Hinweis zu Tepfers 1973: Typ 1 = Ferguson A, Typ 5 = Ferguson B; Typ 6 = Ferguson C]

In *Tepfers 1973* wird die Möglichkeiten der Versagensmechanismen um drei weitere Typen, die Modifikationen der ersten drei Typen nach *Ferguson 1969* darstellen erweitert (*vgl. Bild 2-15*, Typ 2 bis 4). Die Möglichkeit der Laststeigerung nach der Längsrissbildung bei Typ B wird im Gegensatz zu Ferguson hier damit erklärt, dass sich die Betondeckung ohne weitere Verzahnung in den Längsrissen wie ein unter Biegung stehender Kragarm verhält. Die Versagensmechanismen nach *Tepfers 1973* und *Ferguson 1969* basieren allesamt auf Versuchsreihen.

Auf Grundlage der FEM-Berechnungen von Eligehausen werden die Erkenntnisse von Ferguson und Tepfers in *DAfStb 301* optimiert und standardisiert. Dementsprechend ergeben sich drei Grundbrucharten A, B und C sowie deren vier Abwandlungen A1, A2, B1 und C1 (*vgl. Bild 2-16*).

Weiterhin können mithilfe genauerer Gleichungen die Übergänge von der einen in die andere Versagensart in Abhängigkeit von der Breite der Spaltfläche e_s sowie den Betondeckungen c_x und c_y ermittelt werden. Die in *Bild 2-16* angegebenen Formeln decken alle Fälle für Zugstöße mit zwei Stößen und Randabstand (seitliche Betondeckung c_x) sowie Betondeckungen $c_y \leqslant 2{,}5\ øs$ ab. *DAfStb 301* enthält zudem weitere Gleichungen zur Bestimmung der Versagensart bei höheren Betondeckungen $c_y > 2{,}5\ øs$. In Relation zu den Versagensarten entwickelte Eligehausen anschließend Bemessungsformeln für die Übergreifungsstöße von gerippten Stählen mit geraden Stabenden (*vgl. Kap.2.2.5*).

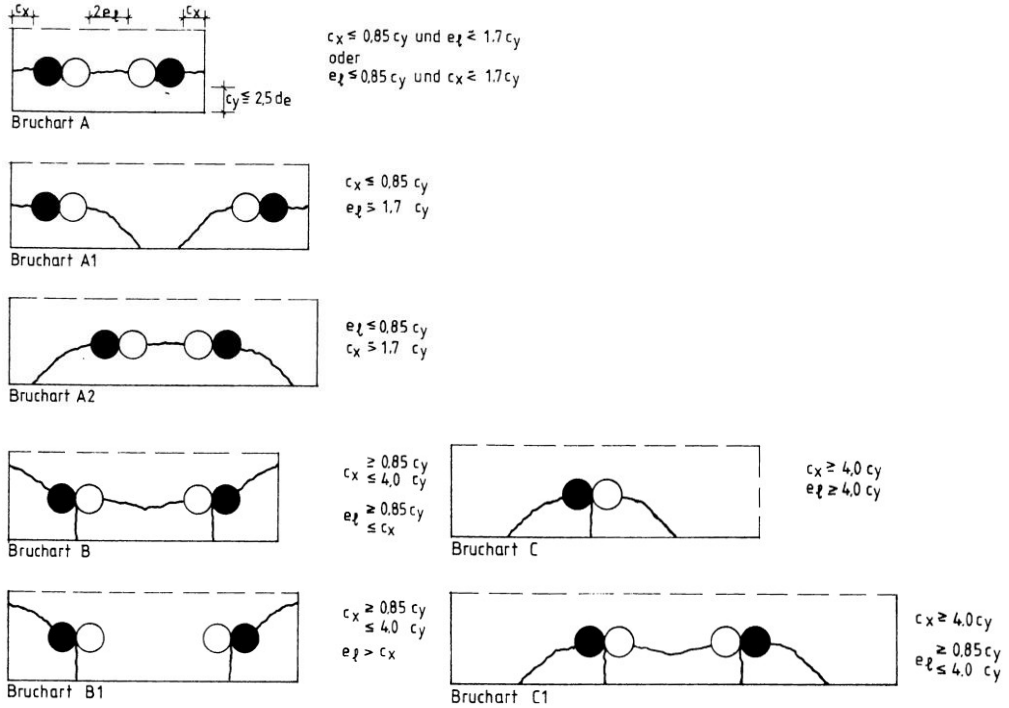


Bild 2-16: Versagensmechanismen aus *DAfStb 301*

Darüber hinaus hat der sogenannte Abklappeffekt einen wesentlichen Einfluss auf das Versagen von Zugstößen in Bauteilen unter Biegebeanspruchung. Nach *DAfStb 276* resultieren aus der Balkenverformung und der dadurch erzwungenen Krümmung der Enden der Bewehrungsstäbe zusätzliche Betonzugspannungen, die das Abreißen der Betondeckung verstärken (*vgl. Bild 2-17)*.

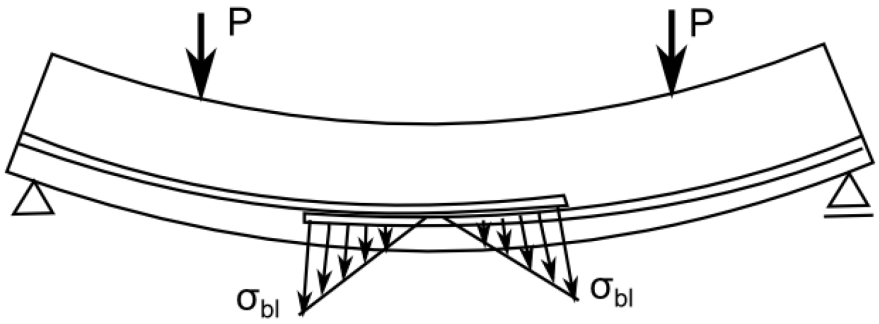


Bild 2-17: Abklappeffekt der Stoßenden bei Biegebeanspruchung aus *DAfStb 276*

2.2.2 **Lastübertragungsmodell**

Die Übertragung der Stabkräfte F_y eines Übergreifungsstoßes von zwei gerippten Betonstählen mit geraden Stabenden erfolgt nach *Stöckl 1972, Tepfers 1973, Leonhardt 1977* und *Zilch 2017* über schräge, in Abhängigkeit zum Schlupf *s* unter ca. 50° bis 60° zur gezogenen Stabachse geneigte Druckstreben von einem Stab auf den anderen. Nach dieser Modellvorstellung ergibt sich im Vergleich zur Verankerungslänge eine größere erforderliche Übergreifungslänge, da nur ein Teil des Stabumfangs mitwirkt (*vgl. Bild 2-18)*.

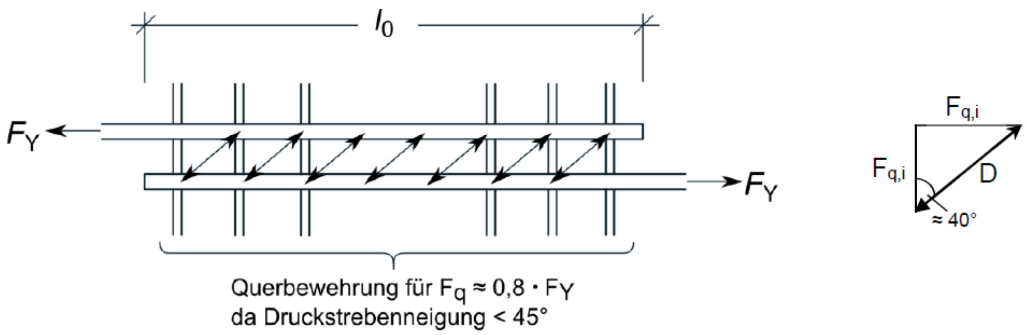


Bild 2-18: Kraftfluss bei Übergreifungsstößen mit geraden Stabenden aus *Leonhardt 1977*

Die Druckstreben verursachen im Bereich der Übergreifung aus der Fachwerkanalogie abzuleitende Querzugkräfte F_q, die durch die Zugfestigkeit des Betons oder einer Querbewehrung aufgenommen werden müssen. Ansonsten würde die Betondeckung abplatzen. Aus dem Fachwerkmodell resultieren folglich Querdehnungen und Spaltzugkräfte, die nach *Stöckl 1972*,

(*vgl. Bild 2-19), DAfStb 276* und *DAfStb 301* unregelmäßig über die Stoßlänge verteilt sind. Die Spaltzugkräfte besitzen aufgrund des dort deutlich größeren Lastübertrags pro Längeneinheit unter Berücksichtigung des Schlupfs s ihr Maximum an den Stoßenden. Das Minimum befindet sich in der geringer am Lastübertrag beteiligten Stoßmitte.

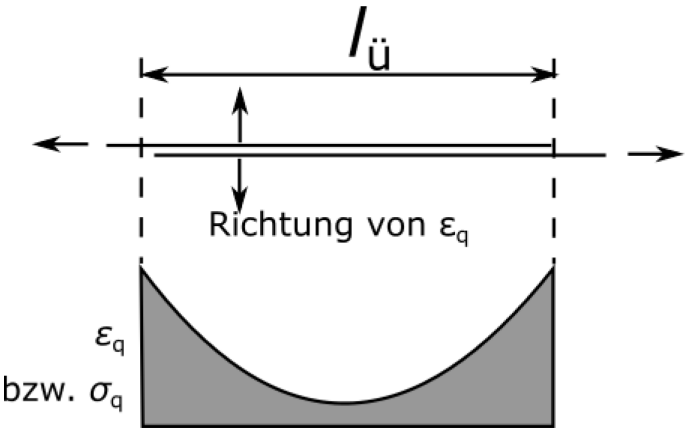


Bild 2-19: Qualitative Verteilung der Querdehnungen bzw. Querzugspannungen im Stoßbereich aus *Leonhardt 1977*

Der Verlauf der Stahlspannungen in Abhängigkeit von der Ausnutzung der erforderlichen Übergreifungslänge ist in *Bild 2-20* aufgetragen. Bei niedriger Ausnutzung (η = 0,46) werden die Stabkräfte von beiden Stabenden aus über hohe Verbundspannungen in den umgebenden Beton übertragen. In der Stoßmitte kann kein Spannungszuwachs beobachtet werden. Der Spannungsanstieg an den Enden bleibt gegenüber dem vollausgenutzten Stoß praktisch unverändert, während die Spannung in Stoßmitte mit Erhöhung der Einwirkung deutlich ansteigt und im GZT im Wesentlichen dem Anstieg an den Stoßenden entspricht.

Mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode beurteilte *Tepfers 1973 weiterhin* die beiden in *Bild 2-21* abgebildeten Grundsatzfälle der Lastübertragung des Übergreifungsstoßes. In *Bild 2-21 a)*, stehen die Verbundkräfte im Stoßbereich zwischen den einzelnen Stäben und dem umgebenden Zugring im Gleichgewicht. Daraus resultiert ein starrer Verbund mit nach allen Seiten unter 45° geneigten Druckstreben. In *Bild 2-21 b)*, kann der Bereich zwischen den Stäben infolge seiner senkrecht zur Stabachse verlaufenden Strebenneigung keine Verbundkräfte mehr übertragen. Dies ist bei verschieblichem Verbund unter Berücksichtigung des Schlupfes s der Fall.

Nach *Tepfers 1973* ergibt sich infolge der ungleichmäßigen Verteilung der Pressungen *p* in Abhängigkeit vom Schlupf *s* maximal eine Verdopplung der direkt auf den Betonzugring einwirkenden Sprengkräfte (*vgl. Bild 2-21)*. Eine konstante Sprengkraft über die gesamte Länge des Stoßes erfordert daher einen starren Verbund mit konstanten Verbundspannungen τ und konstanten radialen Pressungen *p* bei intakten Betonkonsolen. (*vgl.* Bild *2-21*). In der Praxis verteilen sich die Sprengkräfte bzw. die radialen Pressungen *p* jedoch nicht gleichmäßig über Stoßlänge, nicht

zuletzt, weil das Verhältnis Sprengkraft *p* zur Verbundspannung τ mit der Belastung der Betonkonsolen bzw. zum Schlupf *s* variiert. Wenn die Scherspannung einen Wert erreicht, der in etwa 40 bis 60 % der Würfeldruckfestigkeit entspricht, scheren die Betonkonsolen keilförmig ab. Die radialen Pressungen *p* vergrößern sich aufgrund des mehrachsialen Spannungszustands mit behinderter Querdehnung und infolge dieser Keilwirkung. Die Kraftübertrag beginnt stets an den Stoßenden. Folglich treten ebenda die größten Verbundspannungen auf und der Schlupf s an den Stoßenden maximal (*vgl. Bild 2-20)*.

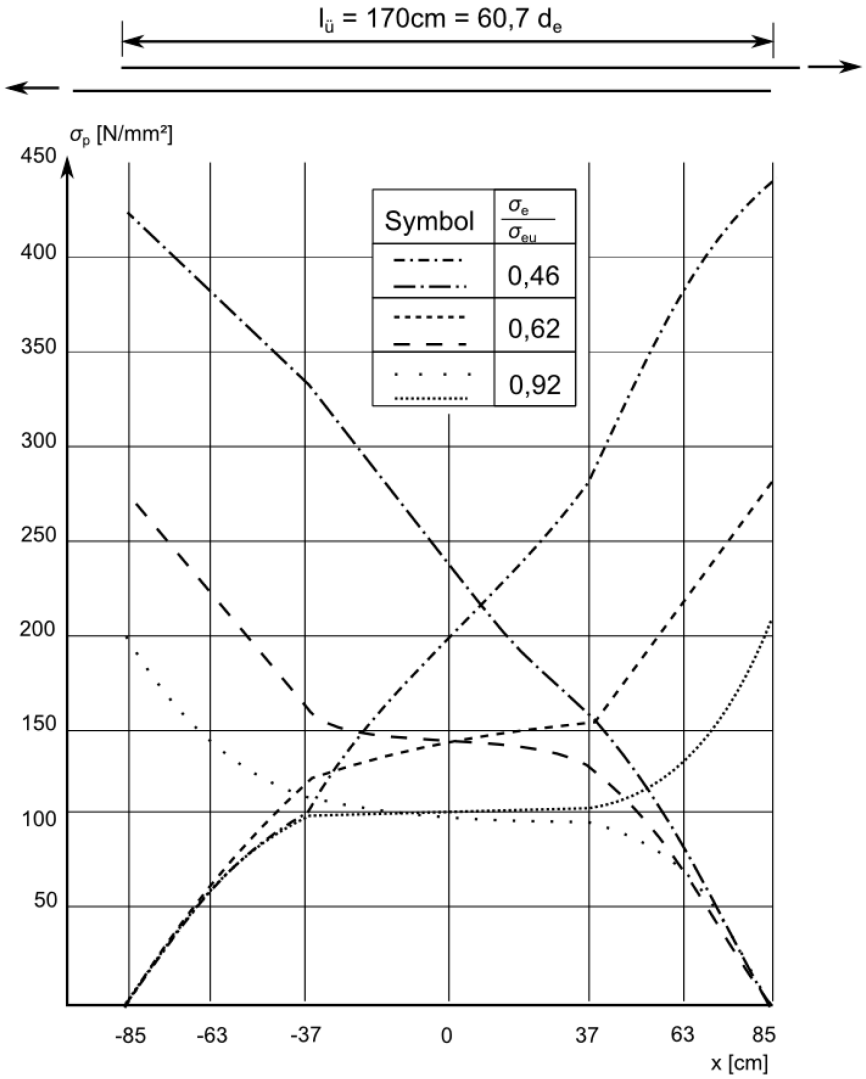


Bild 2-20: Verlauf von Stahlspannungen im Stoßbereich aus *DAfStb 301* bzw. *DAfStb 291*

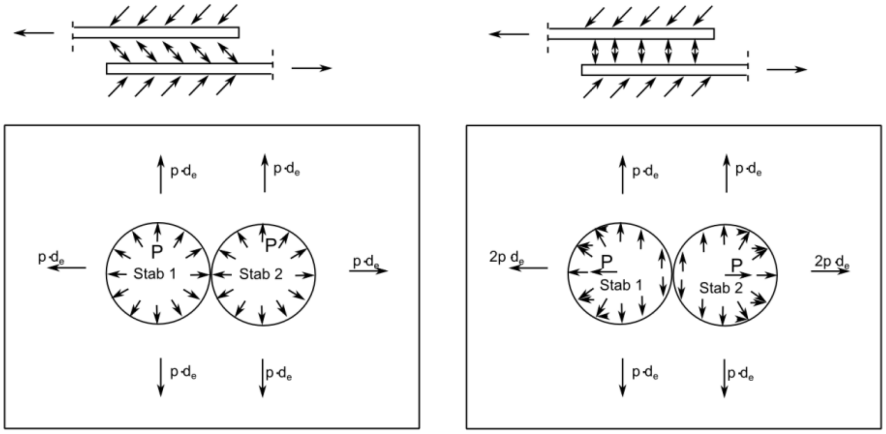


Bild 2-21: Tragmodelle von Stößen mit geraden Stabenden nach *Tepfers 1973*
a) starrer Verbund b) mit Schlupf der Stähle

(aus Schenkel 1998 und DAfStb 301)

Ebenso wird das Stoßversagen an den Stoßenden initiiert, da dort die Betonkonsolen immer zuerst abscheren. Bei abgescherten Betonkonsolen ergeben sich nach *DAfStb 301* ungefähr 2 bis 3-fach höhere radiale Pressungen p als bei unbeschädigtem Beton (*vgl. Bild 2-22, links)*. Daraus resultiert der ungleichmäßige Verlauf der Verbundspannung τ und der radialen Pressung p, in Abhängigkeit von der Stahlspannung σ_s (*vgl. Bild 2-22, rechts*).

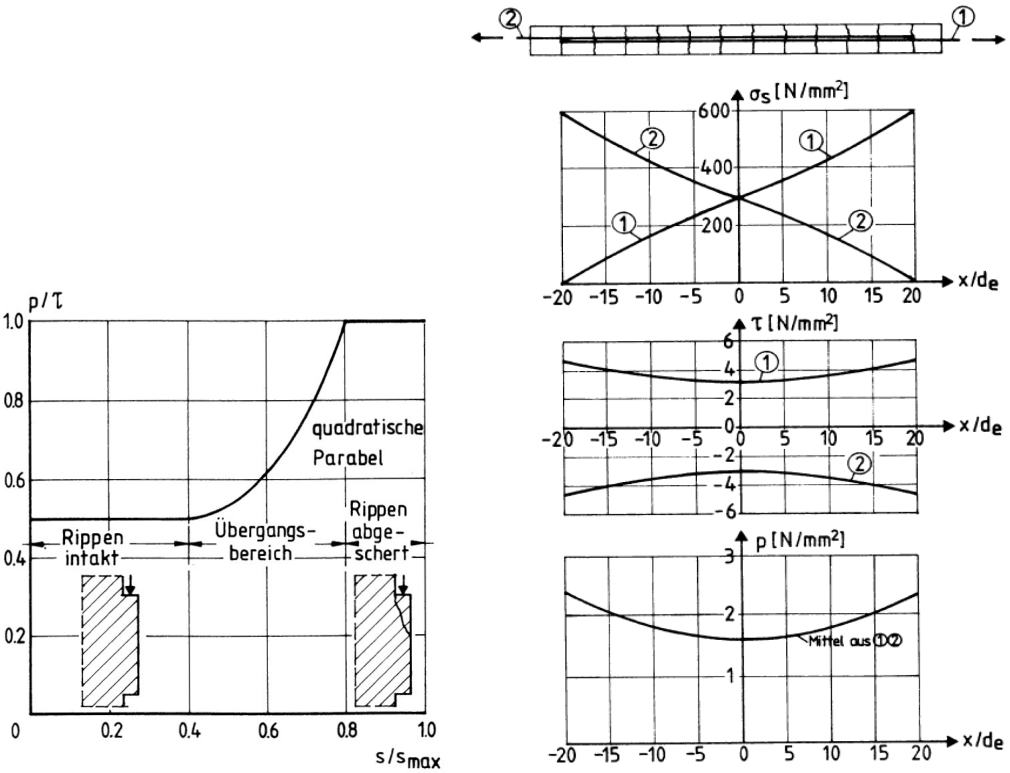


Bild 2-22: Verhältnis der radialen Pressungen p zur Verbundspannung τ in Abhängigkeit vom Schlupf s (links) und qualitativer Verlauf der Stahlspannung σs, Verbundspannung τ sowie der Sprengkräfte bzw. Pressungen p entlang der Übergreifungslänge bei hoher Spannungsausnutzung aus *DAfStb 301*

Mit zunehmender Zugbelastung des Stoßes nimmt bei unveränderter Übergreifungslänge die Zerstörung der Betonkonsolen zur Stoßmitte hin zu und die Sprengkräfte wachsen dort langsam an. Aufgrund des gegenüber den Stabenden deutlich geringeren Schlupfs *s* bilden sich die radialen Pressungen *p* in Stoßmitte jedoch deutlich geringer aus. Dies gilt auch für die Verbundspannungen τ. Diese fallen jedoch zur Mitte hin nicht so stark. Dieser Umstand ist auf das zur Stoßmitte hinabfallende Verhältnis p/τ zurückzuführen.

Bild 2-23 zeigt das typische Rissbild im Inneren eines Übergreifungsstoßes von gerippten Stählen mit geraden Stabenden und bestätigt somit Tragmodell. Im Bild ist an beiden Stoßenden der charakteristische breite Riss im Grundriss senkrecht zur Bewehrung zu erkennen, der nach *DAfStb 301* und *Stöckl 1972* in Übereinstimmung dem Verlauf der Betondehnung entsteht und für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) maßgebend werden kann. Die Risse im Stoßbereich bleiben wiederum verhältnismäßig schmal und geben den Verlauf der Zug- und Druckstreben gemäß dem Modell in *Bild 2-18* signifikant wieder.

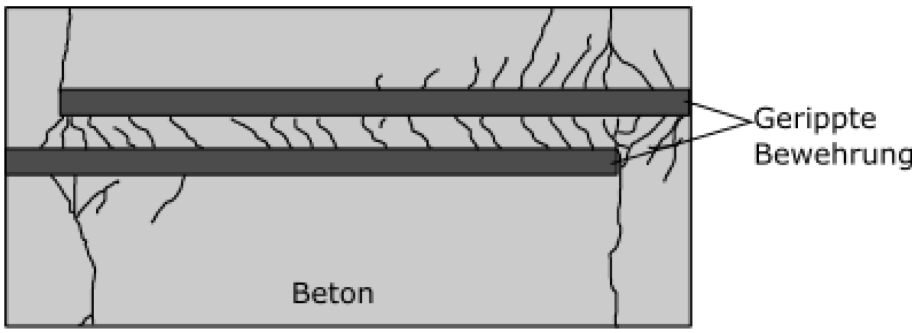


Bild 2-23: Innere Risse im Bereich des Übergreifungsstoßes aus *Goto 1971*

Mit Hilfe des Spiral-Feder-Modells von Betzle werden in *DAfStb 319* weitere theoretische Beurteilungen über das Tragverhalten von Übergreifungsstößen bei geraden Stabenden analysiert und nachgewiesen. Analog zu *Bild 2-19* erfolgt auch nach *Betzle 1981* an den Stoßenden eine konzentrierte Kraftübertragung. Diese wird durch eine Vergrößerung der Übergreifungslänge nur unbeträchtlich beeinflusst. Das Verhältnis der von *Betzle 1981* als Federsteifigkeiten im Spiral-Feder-Modell beschriebenen Verbundsteifigkeiten hat hingegen einen entscheidenden Einfluss auf die Lastkonzentration an den Stoßenden und folglich auch auf die dortige Rissbildung *(vgl. Bild 2-23)*.

2.2.3 **Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen**

Die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen gerippter Stähle mit geraden Stabenden hängt von einer Vielzahl von Faktoren ab, deren Einfluss in *DAfStb 301* folgendermaßen aufgezeigt wird:

2.2.3.1 Einfluss der Übergreifungslänge

Wie im vorangegangenen Kapitel beschrieben, sind die Sprengkräfte an den Stabenden größer als in der Stoßmitte. Die dort aufnehmbaren radialen Pressungen p_R sind insbesondere abhängig von den Einflussgrößen der Betonzugfestigkeit, Betondeckung und Stababstand. Im theoretischen Fall eines starren Verbunds und konstanten aufnehmbaren Pressungen p_R im Beton wäre die Stoßtragkraft ab dem Erreichen der Grenzlänge für p_R unabhängig von der Übergreifungslänge. In Folge eines weichen Verbunds zwischen Bewehrungsstahl und Beton mit nachgiebigen Betonkonsolen und ansteigendem Schlupf *s* an den Stabenden wird praktisch jedoch bei ansteigender Zuglast durch Rissbildung und Umlagerung auch der mittlere Bereich der Stoßlänge bei weiter ansteigender Übergreifungslänge aktiviert. Die Hauptbelastung verbleibt aber an den Stoßenden und die Versagensmechanismen (*vgl. Kap. 2.2.1*) werden dort initiiert. Während die Bruchlast bei kurzen Stößen ($l_0 < 30\ ø_s$) regelrecht proportional mit der Übergreifungslänge ansteigt, ist der Anstieg bei verhältnismäßig größeren Übergreifungslängen erkennbar geringer. Nach *DAfStb 301* kann der prozentuale Einfluss der gewählten Übergreifungslänge l_0 auf die Stoßtragkraft wie folgt beschrieben werden.

$$\text{Stoßkraft (\%)} = \left(\left(\frac{l_0/d_s}{30}\right)^2\right)^{\frac{1}{3}} \cdot 100\% \ \cap\ 20 \leq \frac{l_0}{d_s} \leq 70 \qquad (2.19)$$

2.2.3.2 Einfluss der Betondruck und -zugfestigkeit

Während die Betonzugfestigkeit f_{ctm} nach *DAfStb 203* etwa im Verhältnis $f_{ck}^{2/3}$ ansteigt, nimmt die Stoßtragkraft nach *Ferguson 1969* und *1971*, *Hölzenbein 1974* und *Tepfers 1973* nur mit etwa $f_{ck}^{½}$ zu. Nach *DAfStb 301* ist der geringere Anstieg der Stoßtraglast auf die wachsende Sprödigkeit höherfester Betone zurückzuführen.

2.2.3.3 Einfluss des Stabdurchmesser

Bei konstanter Querschnittsabmessungen nimmt die bezogene Spaltfläche im Verhältnis zum Stabdurchmesser mit zunehmendem Stabdurchmesser ab, was zu einer Verringerung der aufnehmbaren Verbundspannungen im GZT führt. Nach *DAfStb 301* liegt der Abfall der aufnehmbaren Verbundspannung bei Stößen mit dicken Stäben gegenüber Stößen mit dünnen Stäben zwischen 0 und 25%.

2.2.3.4 Einfluss der Lage der Stöße beim Betonieren

Der Einfluss der Verbundlage bei Stößen mit Sprengrissversagen ist geringer als bei Verankerungen mit großer Betondeckung und Ausziehversagen. Dies liegt darin begründet, dass die

Bruchlast bei Sprengrissversgagen hauptsächlich durch die Betonzugfestigkeit bestimmt wird. Nach *DAfStb 301* liegt der Traglastabfall bei mäßigem Verbund zwischen 0 und 30%, in Einzelfällen sogar bis 50%. Hierzu liegen jedoch kaum Versuchsergebnisse vor.

2.2.3.5 Einfluss des Stoßabstands und der seitlichen Betondeckung

Abhängig vom Versagensmechanismus (*vgl. Kap. 2.2.1*) besitzt der Stoßabstand einen signifikanten Einfluss auf die Stoßtragkraft. Nach *DAfStb 301* steigt bei gleichmäßig verteilten Stößen, mit wachsendem Stababstand die Tragkraft bis zu dem Grenzwert, der durch das Erreichen der Kriterien für die Bruchart C (*vgl. Bilder 2-15 und 2-16)* berechnet werden kann, unverhältnismäßig niedrig an. In *DAfStb 301* werden auf Grundlage der Versuche von *Chinn 1955, Ferguson 1954* und *Ferguson 1965* bei einer Verdopplung des Stoßabstands einen Anstieg der Stoßbruchlast zwischen 20 und 50% angegeben.

Bei einer Anordnung der Stäbe in den Querschnittsecken besitzt der Stoßabstand dagegen kaum Einfluss auf die Stoßtragkraft. Diese wird primär durch die seitliche Betondeckung bestimmt (*vgl. Tepfers 1973)*.

2.2.3.6 Einfluss des Abstands zwischen den gestoßenen Stäben

Die Kraftübertragung bei Übergreifungsstößen von gerippten Stählen erfolgt über Zug- und Druckstreben im Beton zwischen den Stäben (*vgl. Kap. 2.2.2)*. Dieses Fachwerkmodell setzt eine entsprechende Neigung der radial ausstrahlenden Druckstreben voraus (*vgl. Bilder 2.15 und 2.16)*. Wird der Abstand zwischen den Stäben zu groß, treffen immer mehr der im Stoßbereich liegenden Druckstreben nicht mehr auf den benachbarten Stab und können somit nicht am Kraftabtrag teilhaben.

Der lichte Abstand zwischen den gestoßenen Stäben eines Stoßes beeinflusst nach *DAfStb 301* bzw. *Chinn 1955* das Tragverhalten bis zu einer Größe von 2 *øs* nicht. Es wird daher empfohlen die erforderliche Übergreifungslänge um den Abstand der Stäbe zu verlängern, sollte der Stababstand größer als 2 *øs* gewählt werden.

2.2.3.7 Einfluss der Art der Belastung

Nach *DAfStb 291* und *Rehm 1977* erfährt die Verbundfestigkeit infolge einer Dauerlast oder zyklische Belastung und daraus resultierenden von Kriechverformungen eine Reduktion (*vgl. Kap. 2.1.6*). Die Verbundfestigkeit der gerippten Stähle wird nach *DAfStb 301* in sinngemäßer Weise reduziert wie die Festigkeit von unbewehrtem Beton unter zentrischem Druck. Während der Schlupf in Abhängigkeit von der Lastdauer bzw. Lastwechsel ansteigt ergeben sich für die Tragfähigkeit von Stößen unter Dauerlast oder zyklischer Belastung in Höhe der Gebrauchslast

keine geringeren Maximalwerte als bei vorlaufender Laststeigerung bis zum Bruch. Dieser Umstand ist damit zu begründen, dass das Versagen durch das Überschreiten der Betonzugfestigkeit erfolgt. Die Größe der Betonzugfestigkeit wiederum wird nicht vom Kriechen des Betons beeinflusst.

2.2.3.8 Einfluss des Stoßanteils

Mit abnehmendem Stoßanteil, steigt die Stoßtragkraft. Das liegt in der teilweisen Umlagerung von Kräften auf die durchgängige Bewehrung und die damit verbundene günstigere Verteilung der Verbundspannungen begründet. Bei abnehmendem Stoßanteil vergrößert sich nach *Stöckl 1972* die Spaltfläche überdies sichtlich.

Exakte Angaben zur Steigerung der Tragkraft im Verhältnis zum Stoßanteil liegen nach *DAfStb 301* nicht vor. *Rehm 1960* gibt für einen Stoßanteil von nur 25% eine Traglaststeigerung von 40 bis 50% vor, wohingegen *Ferguson1969* in seinen Versuchen für einen Stoßanteil von 50% eine Laststeigerung von 20% dokumentierte.

2.2.3.9 Einfluss einer Querbewehrung im Stoßbereich

Nach *DAfStb 301* ist durch die Anordnung einer Querbewehrung in Abhängigkeit der Bruchart bzw. der geometreichen Parameter der Stoßausbildung (*vgl. Bilder 2-15 und 2-16*), eine Traglaststeigerung von bis zu 100% möglich. Eine zweckmäßig angeordnete Querbewehrung ist in der Lage den Teil der von den Sprengkräften *p* ausgelösten Ringzugspannungen aufzunehmen, der nicht von der Betonzugfestigkeit abgedeckt wird.

Folglich ist eine Querbewehrung nur dann effektiv, wenn sie mindestens den primären Bruchriss kreuzt und die aufzunehmenden Querzugkräfte konzentriert im umgebenden Beton verankern kann. Eine innenliegende Bewehrung ist praktisch unwirksam, da sie die Bruchrisse nicht kreuzt. Eine gerade, außenliegende Querbewehrung ist für die Bruchart A ebenso ineffektiv. Ist sie jedoch am Rand ausreichend verankert, kann sie für die Bruchart B durch das Kreuzen der Längsrisse (*vgl. Bild 2-15 Riss Nr.1*) einen Teil der horizontalen Sprengkräfte aufnehmen und somit einen Randeinfluss verhindern. Zugleich kreuzt sie für die Bruchart C den primären Bruchriss und kann einen Teil der Sprengkräfte aufnehmen.

Die effektivste Art einer Querbewehrungen ist in Form von Bügeln. Bügel halten die Längsrisse für die Bruchart A zusammen, kreuzen bei allen Brucharten die Bruchrisse, halten die Verdrehung der Betonaußenflächen zurück und nehmen einen Teil der Sprengkräfte senkrecht zur vertikalen Betondeckung auf.

In *DAfStb 301* sind unter der Prämisse, dass der Traganteil des Betons der Bruchlast von Stößen ohne Querbewehrung entspricht, Formeln zur direkten Berechnung des Traglastanteils der Querbewehrung angegeben.

2.2.3.10 Einfluss der Betondeckung an Balken-bzw. Plattenober- oder – unterseite

Die Betondeckung an Balken- bzw. Plattenober- oder -unterseiten zeigt nach *DAfStb301* in Abhängigkeit zu der Versagensart (*vgl. Bilder 2-15 und 2-16*) einen ausgesprochen großen Einfluss auf das Stoßtragverhalten.

Versagt ein Stahlbetonbauteil nach Bruchart A, also durch horizontale Rissbildung parallel zum Bauteilrand, ist die Höhe der Betondeckung gemeinhin unwesentlich (*vgl. Briceno 1969*, *Tepfers 1973* und *DAfStb 210)*. Dagegen steht die Bruchart C, die durch das keilförmige Absprengen der Betondeckung an jedem Einzelstoß charakterisiert wird. Hier wird eine Steigerung der Traglast bei einer Verdopplung der Betondeckung von einem auf zwei Stabdurchmesser zwischen ca. 20% (*vgl. Chinn 1955*) und 70% (*vgl. Ferguson 1971*) aufgeführt.

In *Tepfers 1973* wird anhand von 4-Punkt-Biegeversuchen beobachtet, dass die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen prinzipiell mit größerer vertikaler und horizontaler Betondeckung ansteigt, diese mögliche Steigerung der Stoßtragkraft jedoch verhältnismäßig gering ausfällt (*vgl. Bild 2-24)*. In *Schenkel 1997* kann dies durch Versuche belegt werden

In *DAfStb 301* stellt Eligehausen anhand von analytischen Modellen fest, dass sich bei größerer Betondeckungen eine deutliche Erhöhung der Stoßtragkraft einstellt, Auch Betzle kommt in *DAfStb 319* zu einem ähnlichen Ergebnis. Hingegen liefert sein Modell ab einer Deckung von $c_y \geq 2{,}5 Ø_s$ eine konstante Stoßlast (*vgl. Bild 2-25)*. Die analytischen Modelle weichen bei sehr kleinen Betondeckungen jedoch deutlich von den Versuchsergebnissen ab und liefern für diesen Fall zu konservative Ergebnisse (*vgl. Bild 2-25 und Schenkel 1998)*.

In *DAfStb 301* ist für die Brucharten B und C bei fehlender Betondeckung eine Stoßtraglast von nur noch 50% gegenüber der Traglast im Falle einer Betondeckung von einem Stabdurchmesser angegeben. Die Berechnungsformel aus *DAfStb 319* liefert ein noch ungünstigeres Ergebnis und fällt auf 0 ab. Die in *Tepfers 1973* ausgewerteten Versuche zeigen bei fehlender Betondeckung weiterhin Traglasten von über 80% der maximalen Stoßtraglast (*vgl. Bild 2-24* und *Bild 2-25)*.

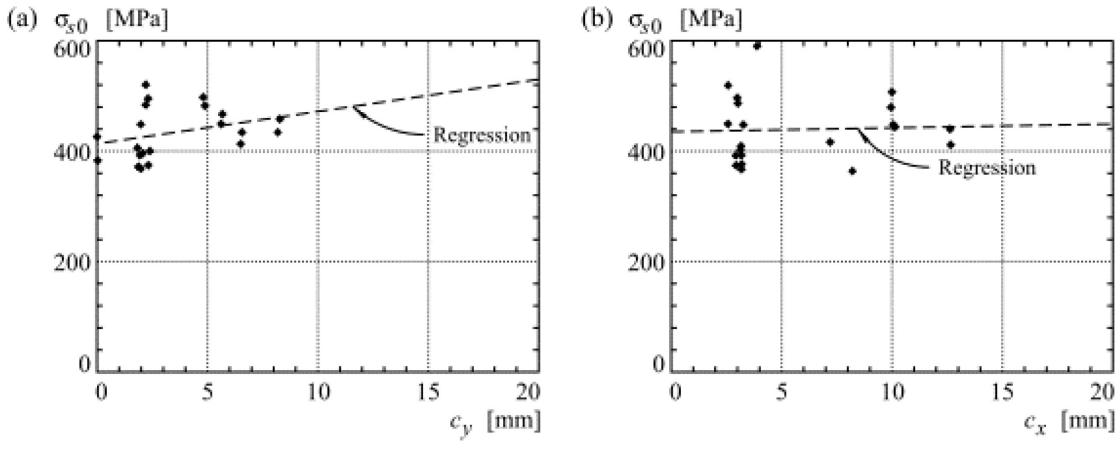


Bild 2-24: Einfluss der Betondeckung auf die Tragkraft von Stößen mit geraden Stabenden aus *Tepfers 1973*

a) vertikale Betondeckung c_y b) seitliche Betondeckung c_x

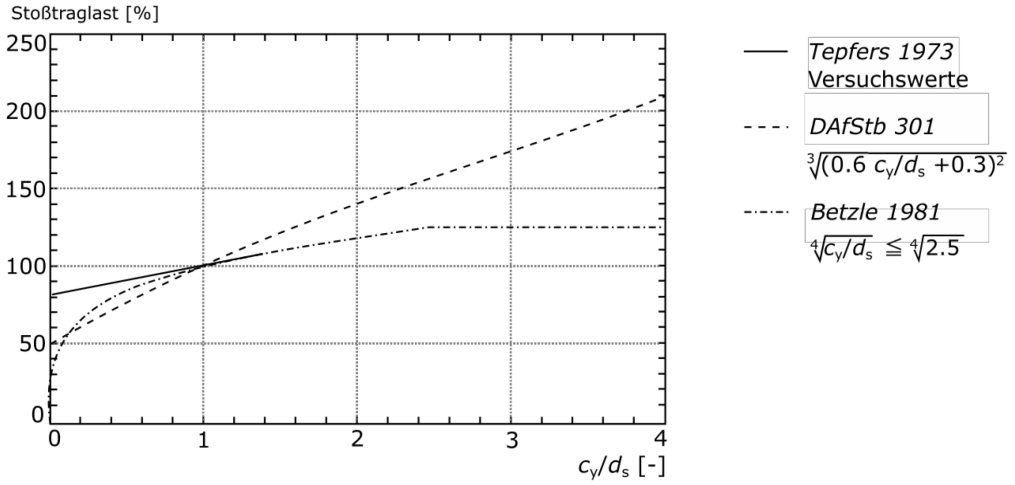


Bild 2-25: Einfluss der Betondeckung c_y auf die Tragkraft von Stößen mit geraden Stabenden im Vergleich aus *Schenkel 1998*

2.2.4 **Die Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen**

Das maßgebliche Kriterium für die Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit von Bauteilen mit Übergreifungsstößen ist die Begrenzung der Rissbreiten. Die nachfolgenden Ausführungen werden in der seinerzeit gebräuchlichen Notation zusammengefasst.

Nach *DAfStb 301* beträgt die einzuhaltende Rissbreite $w_{95\%}$ = 0,2 bis 0,3 mm. Nach Eligehausen bestimmt der Riss an den Stoßenden das Gebrauchsverhalten von Übergreifungsstößen. Dieser Riss ist nach Eligehausen demnach maßgebend für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Rissbreite abhängig von der Übergreifungslänge, dem Stabdurchmesser und Art der Belastung ist. Nach *DAfStb 301* durfte dieser Riss aber um bis zu 25% breiter sein. Eligehausen führt die größere Rissbreite an den Stoßenden auf die geringere Dehnung des Betons im Stoßbereich gegenüber dem höher gedehnten Stahl und, insbesondere bei kurzen Übergreifungslängen, zusätzlich auf den Schlupf der Bewehrung zurück.

Bei einer kurzen Übergreifungslänge kommt es aufgrund der starken Belastung der Betonkonsolen unter den Rippen zu einer deutlich erhöhten Verschiebung des Stahls und damit zu einem verstärkten Schlupf in der Mitte des Stoßes. Sind die Stoßlängen länger konstruiert, wird der Bereich in der Stoßmitte deutlich geringer belastet und die Verschiebung des Stahls offenkundig geringer ausfallen.

Die Rissbreite w_E an den Stoßenden setzt sich demnach aus dem Schlupf des höher beanspruchten Stabes gegenüber dem Beton in Stoßmitte und der anteiligen Stahlverformung außerhalb des Stoßbereichs zusammen.

Nach *DAfStb 301* kann die Rissbreite an den Stoßenden in Relation zur Übergreifungslänge und Art der Belastung überproportional anwachsen. Demnach können bei kurzen Übergreifungslängen und hohen Dauerlasten bzw. zyklischer Belastung die Rissbreiten an den Stoßenden deutlich größer werden als im übrigen Bauteil. Während sich bei größeren Übergreifungslängen ab

$l_ü \approx 50\ ø_s$ nur geringe Abweichungen auftreten. ergeben sich bei Erstbelastung Rissbreiten w_E, die für $l_ü \geq 30\ øs$ etwa den maximalen Werten $w_{95\%}$ sonstiger Risse außerhalb des Stoßes entsprechen (*vgl. Bild 2-26*).

Außerdem nimmt die Rissbreite w_E bei Dauerbelastung mit zunehmender Stahlspannung überproportional zu, was zu größeren Rissbreiten führt, wenn die Stahlspannungen bei höherfesten Bewehrungsstäben voll ausgenutzt werden.

Weiterhin steigt nach *DAfStb 301* die Rissbreite w_E bei unveränderten bezogenen Übergreifungslängen $l_ü/ø_s$ mit zunehmendem Stabdurchmesser infolge der ebenfalls zunehmenden Dehnlängen von Beton und Stahl an. D.h. der Stabdurchmesser und der Rissabstand haben einen nicht unerheblichen Einfluss auf die Rissbreite an den Stoßenden.

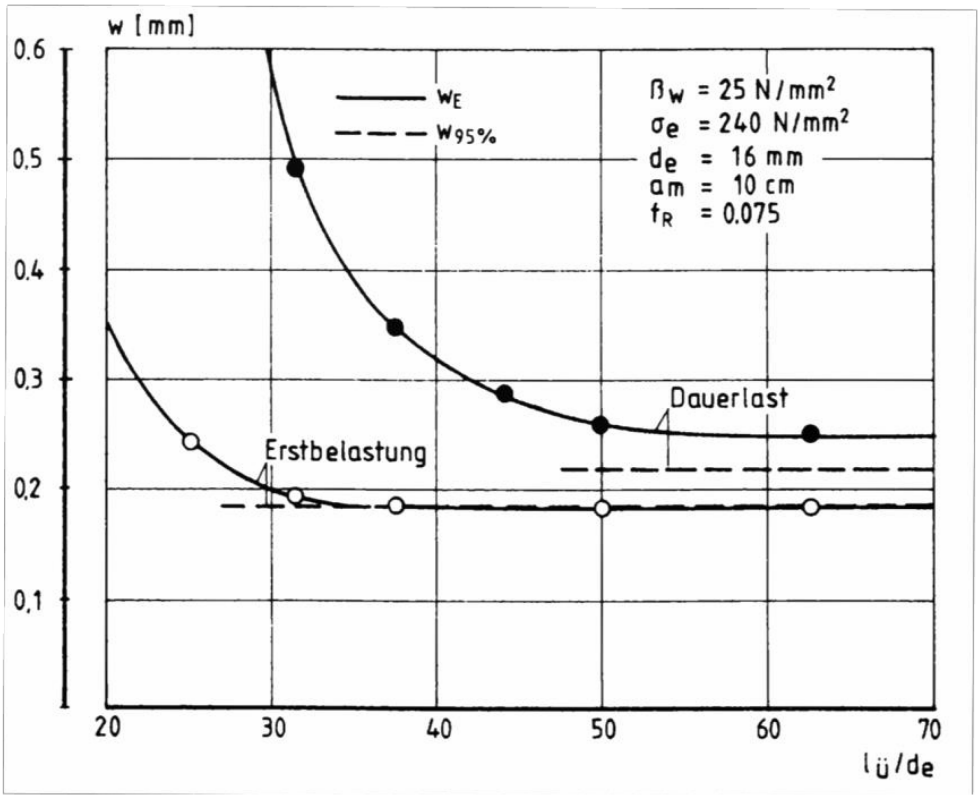


Bild 2-26: Rissbreite WE an den Stoßenden in Abhängigkeit von Übergreifungslänge und Belastungsart aus *DAfStb 301*

Eligehausen gibt in *DAfStb 301* für Übergreifungsstöße mit geraden Stabenden die erforderliche Übergreifungslänge in Abhängigkeit zur Dauerlast an, die die Bedingung $w_E = 1{,}25 \cdot w_{95\%}$ sicherstellt (*vgl. Bild 2-27)*. Das Verhältnis σ_{ed} / zul σ_e gibt dabei den Anteil der dauerhaft wirkenden Stahlspannungen σ_{ed} zu den maximal zulässigen Spannungen zul σ_e an. Der Wert $k = l_ü/a$ definiert hier die auf die Verankerungslänge a nach *DIN 1045 1978* bezogene Übergreifungslänge $l_ü$ (*vgl. Kap. 3.2.6*).

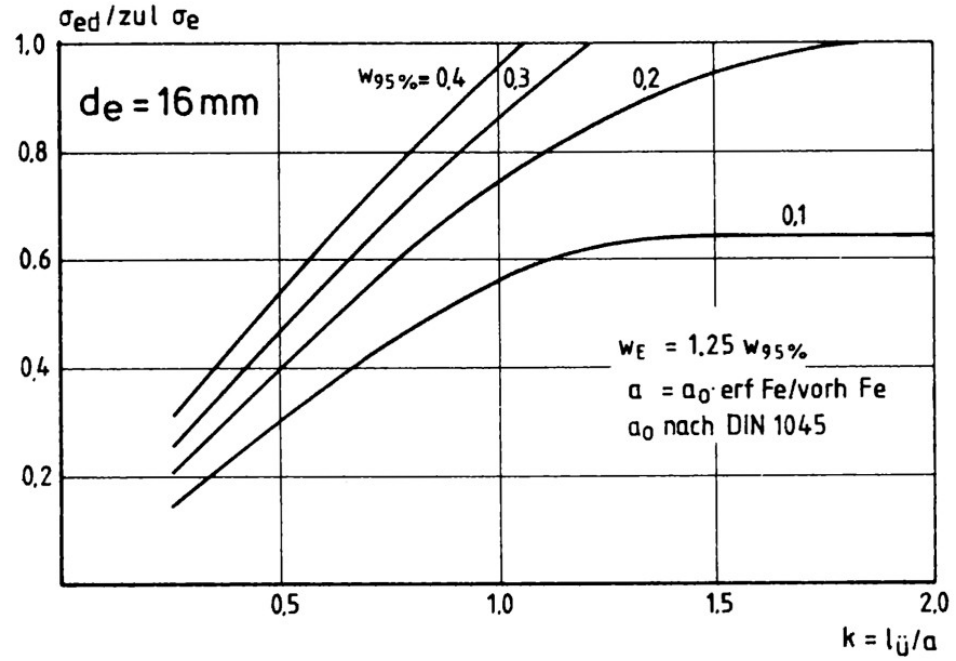


Bild 2-27: Rissbreite w_E an den Stoßenden in Abhängigkeit von Übergreifungslänge und Dauerspannung aus *DAfStb 301*

Darüber hinaus sollen bei Stößen in Biegebauteilen Längsrisse, auch wenn sie ausschließlich den Tragmechanismus aber nicht die Traglast beeinflussen (*vgl. Bilder 2-15 und 2-16*), in der Betondeckung auf der Zugseite vermieden werden. Nach *DAfStb 301* wird dies durch eine Übergreifungslänge im Bereich der Verankerungslänge ($a \approx 30\ ø_s$) für den Regelfall gewährleistet.

2.2.5 **Ansatz zur genaueren Ermittlung der Übergreifungslängen nach Eligehausen**

Der Einfluss der maßgeblichen Parameter auf die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen kann nach Eligehausen (*vgl. DAfStb 301*) weder durch eine rein statistische Auswertung der Datenbank der bis dahin durchgeführten Versuche noch durch stark vereinfachte Theorien ausreichend genau erfasst werden. Dazu ist vielmehr eine genaue Kenntnis der Verteilung der entlang der Übergreifungslänge im umgebenden Beton hervorgerufenen Zugspannungen und der vom Beton aufnehmbaren Zugspannung erforderlich.

Die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen, die Verteilung der Ringzugspannungen sowie die Randeinflüsse untersuchte Eligehausen daher auf Grundlage dreidimensionaler und ebener Finite-Elemente Modelle. Die verwendeten FE-Modelle wurden dabei an zahlreichen Versuchen validiert. Auf dieser Grundlage führte Eligehausen zahlreiche Parameterstudien durch und leitete Konstruktionsregeln für Übergreifungsstöße ab.

Die von Eligehausen hergeleiteten Gleichungen berücksichtigen neben den unterschiedlichen Versagensarten/Brucharten von Übergreifungsstößen differenziert den Einfluss folgender Parameter:

- Betondruckfestigkeit

- Stabdurchmesser
- Seitliche Betondeckung c_x, vertikale Betondeckung c_y
- Seitlicher Abstand der gestoßenen Stäbe
- Querbewehrung

Nachfolgend werden die von Eligehausen hergeleiteten Gleichungen für die Bemessung der Länge $l_ü$ ($\triangleq l_0$) von Übergreifungsstößen in der seinerzeit gebräuchlichen Notation angegeben:

Stöße mit Randeinfluss (z.B. Randstöße in Balken)

$$\frac{l_ü}{d_e} = \left(\frac{\sigma_e}{2{,}2 \cdot \sqrt[4]{e_s/c_y} \cdot \sqrt{c_y/d_e} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot K} \right)^{1{,}5} \geq minl_ü$$

Stöße ohne Randeinfluss (z.B. Flächentragwerke)

$$\frac{l_ü}{d_e} = \left(\frac{\sigma_e}{2{,}0 \cdot \sqrt{e_s/d_e} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot K} \right)^{1{,}5} \geq minl_ü$$

Stöße mit und ohne Randeinfluss (z.B. in Balken)

$$l_ü = \frac{2 \cdot l_{ü(Gl.1)} + (n-2) \cdot l_{ü(Gl.2)}}{n} \geq minl_ü$$

mit:

$l_ü = l_0$ Übergreifungslänge

$$minl_ü = minl_0 = \frac{erfA_{sl}}{vorhA_{st}} \cdot l_{b,rqd} \begin{matrix} \geq 15 d_e \\ \geq 20\ cm \end{matrix}$$

e_s Breite der Spaltfläche

$e_s = 2 \cdot c_x \leq 8 \cdot c_y$ Stöße mit Randeinfluss

$e_s = 2 \cdot e_l \leq 3{,}4 \cdot c_y$ Stöße ohne Randeinfluss

$\sigma_e = \frac{\beta_s}{\gamma = 1{,}75}$ unter Gebrauchslast zu übertragene Stahlspannung

n Anzahl der Stöße im Querschnitt

$K = k_d \cdot k_q \cdot k_v$

mit:

$$k_d = \frac{10}{d_e} \begin{matrix} \geq 0{,}75 \\ \leq 1{,}2 \end{matrix}$$

$k_q = \frac{2}{1+k_1} = 1$ $k_v = 1{,}0$ Verbundbereich I

$$k_1 = \frac{min\sigma_e}{max\sigma_e} \geq 0{,}6$$

In *Kapitel 3.2.7* werden die sich nach den von Eligehausen angegebenen Gleichungen ergebenden Übergreifungslängen anhand von Beispielen den erforderlichen Übergreifungslängen nach *DIN EN 1992-1-1/NA* gegenübergestellt. Aufgrund der differenzierten Berücksichtigung der einzelnen Einflussparameter ergeben sich mit dem Ansatz von Eligehausen deutlich geringere Übergreifungslängen.

2.2.6 Neuere Untersuchungen zum Einfluss des Stoßanteils nach Cairns

In *Bild 2-28* sind die Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen zum Einfluss des Stoßanteils auf die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen dargestellt (*vgl. Crains 2014*). Eine Abhängigkeit der Tragfähigkeit vom Anteil der gestoßenen Stäbe konnte von nicht festgestellt werden. Es wurden Stäbe mit $ø_s$=16 mm und $ø_s$=20 mm verwendet. Die Übergreifungslängen wurden bis auf 2 Versuche einheitlich mit l_0=20$ø_s$ gewählt. Die ausgeführten Übergreifungslängen waren geringer als die erforderlichen der Verankerungslängen nach *EN 1992-1-1*. Damit sollte in jedem Fall ein Versagen im Bereich der Übergreifungsstöße eintreten. Bei den Versuchen wurde der Stoßanteil der Stäbe bei gleichbleibender Übergreifungslänge variiert.

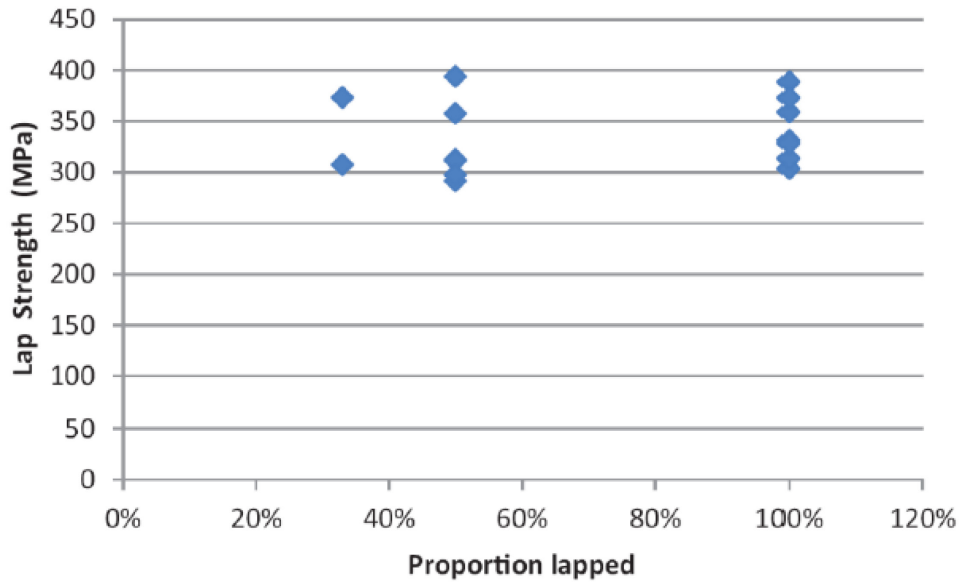


Bild 2-28: Einfluss der Stoßanteils auf die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen aus *Cairns 2014*

Im Folgenden wird exemplarisch auf die Ergebnisse der Versuchsreihen B und G eingegangen. In *Bild 2-29* ist die Anordnung der Stöße dargestellt.

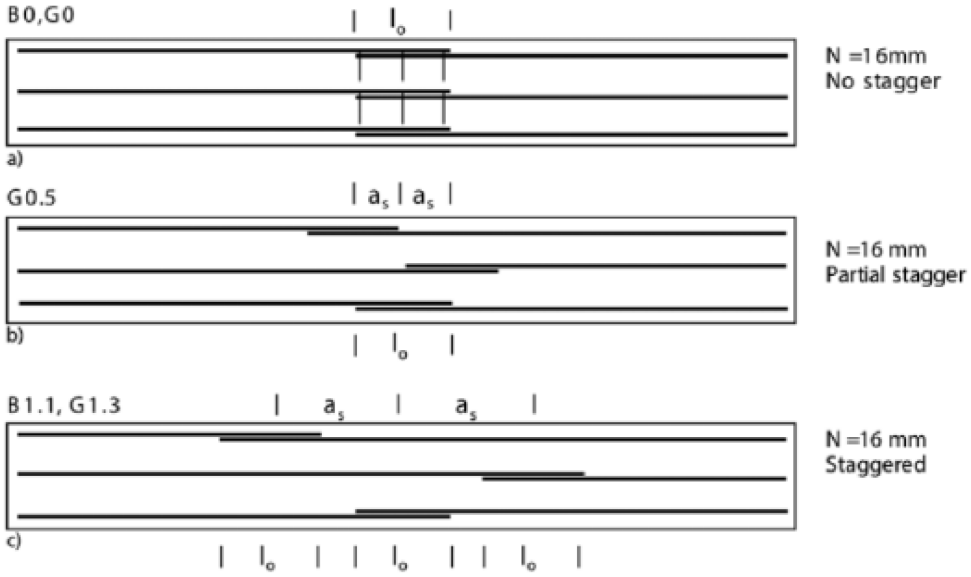


Bild 2-29: Stoßanordnung für die Versuchsreihen G und B von Cairns aus *Cairns 2014*

In *Tabelle 2-1* sind die Versuchsergebnisse für die Versuchskörpern B0 mit einem Stoßanteil von 100% und B1.1 mit einem Stoßanteil von 33% gegenübergestellt. Bei gleicher Übergreifungslänge (l_0=20Ø$_s$) erreichen die Übergreifungsstöße trotz unterschiedlichen Stoßanteils annähernd die gleiche Tragfähigkeit. Dabei wies der 100% sogar einen kleineren seitlichen Stababstand gegenüber dem 33% Stoß auf.

In *Tabelle 2-2* werde die Ergebnisse für die Versuchsreihe G zusammengefasst. Die Übergreifungslängen der Versuche G0 (Stoßanteil 100%), kleiner Stababstand und G1.3S (Stoßanteil 33%), großer Stababstand wurden im Verhältnis der durch die *EN 1992-1-1* für unterschiedliche Stoßanteile vorgegebenen α_6-Werte für einen 100% und 33% Stoß ausgebildet.

Versuch G0: $l_0 = 20\emptyset_s = 1{,}5 \cdot 13{,}3\emptyset_s$ mit α_6= 1,5 (Stoßanteil 100%)

Versuch G13S: $l_0 = 15{,}3\emptyset_s = 1{,}15 \cdot 13{,}3\emptyset_s$ mit α_6= 1,15 (Stoßanteil 33%)

Tabelle 2-1: Ergebnisse der Versuchsreihe B [Versuche B0 und B1.1] aus *Cairns 2014*

					Querschnitt [Beton]		Betondeckung	seitlicher Stababstand	Tragfähigkeit Stoß
Versuch	$f_{cm,cube}$ [MPa]	Ø$_s$ [mm]	l_o [mm]	Stoßanteil [%]	B [mm]	H [mm]	c_x, c_y [mm]	a [mm]	$f_{s,test}$ [MPa]
B0	43,1	16	320 (20Ø$_s$)	100	226	254	20	39	388
B1.1	43,1	16	320 (20Ø$_s$)	33	228	255	20	98	373

Sollte die Regelung der *EN 1992-1-1* in Bezug auf die α_6-Faktoren die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen richtig abschätzen, müssten beide Versuchskörper eine ähnliche Traglast erreichen. Die Traglast des Versuchskörpers G1.3s mit dem geringeren Stoßanteil und damit auch geringeren Übergreifungslänge fällt gegengenüber der Versagenslast des Versuchskörpers G0 mit 100% Stoßanteil und einem entsprechend höheren Wichtungsfaktor a6 jedoch um ca. 16% ab. Die Reduzierung der Übergreifungslänge aufgrund des kleineren Stoßanteils konnte durch die Versuche nicht bestätigt werden.

Tabelle 2-2: Ergebnisse der Versuchsreihe G aus *Cairns 2014*

					Querschnitt [Beton]		Betondeckung	seitlicher Stababstand	Tragfähigkeit Stoß
Versuch	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$Ø_s$ [mm]	l_o [mm]	Stoßanteil [%]	B [mm]	H [mm]	c_x, c_y [mm]	a [mm]	$f_{s,test}$ [MPa]
G0	32,1	16	320 (20$Ø_s$)	100	260	320	25	57(3,6$Ø_s$)	313
G0.5	32,1	16	320 (20$Ø_s$)	100	250	310	25	57(3,6$Ø_s$)	328
G1.3	32,1	16	320 (20$Ø_s$)	33	250	310	25	193(12$Ø_s$)	307
G1.3S	32,1	16	245 (15,3$Ø_s$)	33	250	310	25	193(12$Ø_s$)	263

3 Stand der Normung

3.1 Normative Ermittlung der Verbundfestigkeit im GZT

3.1.1 **DIN EN 1992-1-1**

Nach *DIN EN 1992-1-1* bzw. *DIN EN 1992-2* beträgt der Bemessungswert der Verbundfestigkeit für normalfeste Betone:

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}3 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \frac{1}{\gamma_c} \qquad (3.1)$$

mit:

η_1 Faktor zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen

für gute Verbundbedingungen η_1=1,0

für mäßige Verbundbedingungen η_1=0,70

η_2 = Faktor zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers

für Ø ≤ 32 mm η_2=1,0

für Ø > 32 mm η_2= (132 - Ø)/100

3.1.2 **Model Code 2010: 2013**

Der Grundwert der Verbundspannung nach *Model Code 2010, 6.1.3.2* beträgt:

$$f_{bd,0} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{1/2} \cdot \frac{1}{\gamma_c} \qquad (3.2)$$

Die Faktoren η_i berücksichtigen den Einfluss der Staboberfläche (η_1), die Lage beim Betonieren (η_2), den Stabdurchmesser (η_3) und die Stahlfestigkeit (η_4). Explizit ergeben sich die Faktoren η_i zu:

γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Verbund γ_c=1,5

η_1 für gerippten Betonstahl: η_1=1,75

η_2 gute Verbundbedingungen: η_2=1,0

mäßige Verbundbedingungen: η_2=0,7

η_3 Ø ≤ 25 mm: η_3=1,0

Ø > 25 mm: η_3=(25/Ø)^{0,3}

η_4 f_{yk}=500N/mm²: η_4=1,0

Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach MC2010, 6.1.3.3 errechnet sich zu:

$$f_{bd} = (\alpha_2 + \alpha_3) \cdot f_{bd,0} - 2 \cdot p_{tr}/\gamma_c < 2{,}5 f_{bd,0} - 0{,}4 p_{tr}/\gamma_c < 1{,}5\sqrt{f_{ck}}/\gamma_c \qquad (3.3)$$

mit:

α_2 = Faktor für die Betondeckung

= $(c_{min} / Ø)^{0,5} \cdot (c_{max} / c_{min})^{0,15}$

α_3 = Faktor für die Querbewehrung

= $k_d \cdot (K_{tr} - \alpha_1/50) \quad \geqslant 0{,}0 \; ; K_{tr} \leqslant 0{,}05 \qquad (3.4)$

p_{tr} = Querdruck

3.2 Normative Ermittlung der Übergreifungslänge von Rippenstahlstößen mit geraden Stabenden

3.2.1 **Allgemeines**

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

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

Da der deutsche nationale Anhang bekanntlich auf dem originalen Eurocode basiert, erfolgt zunächst eine Erläuterung des Normansatzes der *DIN EN 1992-1-1*. Nachfolgend werden die Anpassungen und Modifikationen der *DIN EN 1992-1-1/NA* beschrieben. Abschließend erfolgt eine Erläuterung des Ansatzes nach *Model Code 2010*.

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

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

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \qquad (3.5)$$

mit:

α_1 = Einfluss der Biegeform der Stabenden

α_2 = Einfluss der Betondeckung

α_3 = Einfluss einer nicht angeschweißten Querbewehrung

α_5 = günstige Wirkung eines ggf. wirksamen Querdrucks

α_6 = Nach *EN 1992-1-1*

- Anteil der gestoßenen Stäbe

Nach *DIN EN 1992-1-1/NA*

- Anteil der gestoßenen Stäbe
- Lichter Stababstand
- Stabdurchmesser

Grundwert der Verankerungslänge

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \qquad (3.6)$$

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

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

$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot (c_d - \emptyset) \,/\emptyset \begin{cases} \geq 0{,}7 \; (unter \; Zug) \\ \leq 1{,}0 \end{cases} \qquad (3.7)$$

$$c_d = \min(c, c_1, a/2) \qquad (3.8)$$

In Deutschland ist nach *DIN EN 1992-1-1/NA* und *DIN EN 1992-2/NA* der Beiwert α_2 i.d.R. mit 1,0 anzusetzen. Der günstige Einfluss einer höheren Betondeckung gegenüber dem Mindestmaß findet demnach keine Berücksichtigung. Daher kann in besonders günstigen Fällen die Übergreifungslänge nach *EN 1992-1-1* im Vergleich zum deutschen nationalen Anhang durch α_2 =0,7 um 30% kürzer angesetzt werden. Gegenüber den Regelungen in der Originalfassung der

EN 1992-1-1 berücksichtigen die deutschen Regelungen zusätzlich den Einfluss von seitlich lichten Stababständen (a < 8ø bzw. a ⩾ 8ø) sowie dem Stabdurchmesser kleiner (ø <16 mm) und großer Stabdurchmesser (ø ⩾ 16 mm) auf die Tragfähigkeit eines Übergreifungsstoßes (*vgl. Tabelle 3-1*).

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

$$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_l}{25}} \leq 1{,}5 \; bzw. \geq 1{,}0 \qquad (3.9)$$

mit:

ρ_l = Anteil der gestoßenen Stäbe in einem Querschnitt [%]

Tabelle 3-1: Beiwert α_6 nach *DIN EN 1992-1-1/NA*

Stoß	Stab-Ø	α_6 in Abhängigkeit vom Stoßanteil einer Bewehrungslage und lichten Stababstand			
		≤ 33%		> 33%	
		a ≥ 8Ø	a < 8Ø	a ≥ 8Ø	a < 8Ø
Zug	<16 mm	1,0	1,2	1,0	1,4
	≥16 mm	1,0	1,4	1,4	2,0
Druck	alle	1,0	1,0	1,0	1,0

Aus *BASt 148* wird deutlich, dass für große Stabdurchmesser ø ⩾16 mm und enge lichte Stababstände a < 8 ø zwischen den Stößen die Ansätze nach *EN 1992-1-1* und den deutschen Regelungen stark abweichen. Berechnungsbeispiele (*vgl. Kap. 3.2.7*) zeigen, dass sich gegenüber dem original Eurocode 2 bei großen Stababständen um 40% größere und bei kleinen Stababständen um 80 bzw. 91% größere Übergreifungslängen ergeben können.

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

Wie bereits erläutert, ist der in *DIN EN 1992-1-NA* zur Berücksichtigung einer gegenüber der Mindestanforderung von einem Stabdurchmesser für min *c* zur Verbundsicherung erhöhten Betondeckung enthaltene Beiwert α_2 nach NA in Deutschland in der Regel mit 1,0 anzusetzen. Deshalb wird bei der Berechnung der Übergreifungslänge der günstige Einfluss einer großen Betondeckung nicht berücksichtigt. Da es bei Übergreifungsstößen in aller Regel jedoch zu einem Spaltversagen mit Abplatzen der Betondeckung kommt, wäre hier gegebenenfalls eine Reduktion der Übergreifungslänge unter Berücksichtigung großer Stab- und Randabstände gerechtfertigt, da ein Ausziehversagen bei Platten und Balken unter Biegung außerhalb des Auflagerbereichs

aufgrund des fehlenden Querdrucks und geringer bzw. mäßiger Betondeckung (c ⩽ 5 *øs*) weitgehend ausgeschlossen werden kann.

Wie ein Vergleich der in Deutschland gültigen *Tabelle. 3-1* und der nach *EN 1992-1-1* europaweit gültigen Ermittlung von α_6 *(vgl. Formel 3.9)* zeigt, sind die Differenzen auf europäischer Ebene noch weitaus größer. Je nach Stabdurchmesser und Stoßanteil kann die Differenz des Beiwerts α_6 und damit der Länge des Übergreifungsstoßes über 70% betragen (*vgl. Kap. 3.2.4*)

3.2.3 **Model Code 2010: 2013**

Der *Model Code 2010* bietet für die Ermittlung von Übergreifungslängen in Abschnitt *7.13.2* ein vereinfachtes und in Abschnitt 6.1.3 ein genaueres Verfahren. Im Folgenden wird auf Letzteres eingegangen.

Grundwert der Verbundspannung $f_{bd,0}$ nach *Model Code 2010*, Abschnitt *6.1.3.2*:

$$f_{bd,0} = \frac{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{0,5}}{\gamma_c} \qquad (3.10)$$

mit:

η_1 für gerippten Betonstahl η_1=1,75

η_2 Einfluss unterschiedlicher Verbundbedingen

Gute Verbundbedingungen: η_2=1,0

Mäßige Verbundbedingungen: η_2=0,7

η_3 Einfluss des Stabdurchmessers

$\emptyset_s \leq 25mm: \eta_3 = 1{,}0$

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

η_4 Einfluss der Betonstahlfestigkeit

f_{yk}=500N/mm²: η_4=1,0

Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach *Model Code 2010*, Abschnitt *6.1.3.3*:

$$f_{bd} = (\alpha_2 + \alpha_3) \cdot f_{bd,0} + 2p_{tr}/\gamma_c < 2{,}5 f_{bd,0} + 0{,}4 p_{tr}/\gamma_c \leq 1{,}5\sqrt{f_{ck}}/\gamma_c \qquad (3.11)$$

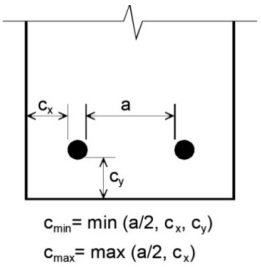
mit:

α_2 berücksichtigt den Einfluss der Betondeckung und des Stababstandes

für gerippten Betonstahl:

$$\alpha_2 = (c_{min}/Ø_s)^{0,5} \cdot (c_{max}/c_{min})^{0,15} \qquad (3.12)$$

$0{,}5 \leq c_{min}/Ø_s \leq 3{,}5\ ;\ 1 \leq c_{max}/c_{min} \leq 5$



α_3 berücksichtigt den Einfluss der Querbewehrung

ρ_{tr} berücksichtigt den Einfluss eines Querdrucks

Bemessungswert der Übergreifungslänge nach Model Code 2010 Abschnitt *6.1.3.7*:

$$l_0 = \alpha_4 \cdot \frac{Ø_s}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \geq l_{b,min} \qquad (3.13)$$

mit:

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

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

3.2.4 **SIA 262:2013**

Nach der Schweizer Betonbaunorm *SIA 162* von 1968 mussten die Übergreifungslängen gestoßener Stäbe mindestens der Verankerungslänge entsprechen. Dabei wurde die Verankerungslänge gegenüber deutschen Regelwerken unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse mit 65øs angegeben. Somit waren die Übergreifungsstöße mit einer einheitlichen Übergreifungslänge von l_0=65øs auszuführen. In der Ausgabe der *SIA 262* von 2013 wurde die Verankerungslänge sinngemäß zu deutschen Regelwerken in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit differenzierter behandelt als in der Ausgabe von 1968. Analog zu der *SIA 162* entspricht die Übergreifungslänge unabhängig vom Stoßanteil und seitlichen Stababstand der Verankerungslänge, d.h. α_6=1,0.

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

$$l_{bd,net} = \frac{Ø}{4} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{bd}} \geq 25Ø \qquad (3.14)$$

3.2.5 **ACI 318M: 2011**

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

$$l_b = \left(\frac{f_y}{1{,}1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}}\right)\left(\frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}}\right) \cdot d_b \qquad (3.15)$$

mit:

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

f_y Streckgrenze des Betonstahls [MPa]

f_c' Betondruckfestigkeit [MPa]

d_b Stabdurchmesser [mm]

ψ_t Faktor zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen

ψ_t = 1,0 gute Verbundbedingungen
ψ_t = 1,3 mäßige Verbundbedingungen

ψ_e Faktor zur Berücksichtigung der Bewehrungsstäbe

ψ_e = 1,0 unbeschichtete Bewehrungsstäbe

ψ_s Faktor zur Berücksichtigung des günstigen Einflusses kleinere Stabdurchmesser

ψ_s = 1,0 Bewehrungsstäbe No.22 (22,225 mm/0,875 in) oder größer
ψ_s = 0,8 Bewehrungsstäbe No.19 (19,05 mm/0,750 in) oder kleiner

λ Faktor zur Berücksichtigung der Betonart

λ = 1,0 für Normalbeton

c_b Betondeckung [mm]

K_{tr} Einfluss der Querbewehrung

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

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

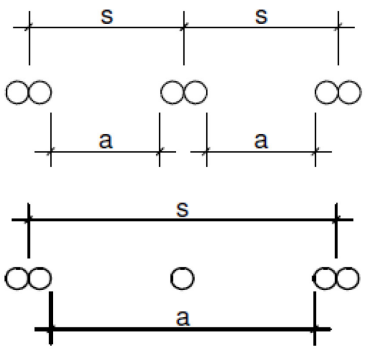
Klasse B: $l_0 = 1{,}3 \cdot l_b$

3.2.6 **Historische Entwicklung im deutschen Regelwerk**

3.2.6.1 Verbundspannungen und Grundmaß der Verankerungslänge

Im Folgenden werden die Regelungen beginnend mit der Ausgabe der *DIN 1045:1972* bis zur heute geltenden *DIN EN 1992-1-1/NA* im Hinblick auf die Ermittlung der erforderlichen Übergreifungslängen kurz zusammengefasst und vergleichend gegenübergestellt.

Die Länge von Übergreifungsstößen mit geraden Stabenden wird im Wesentlichen durch den Ansatz für die Größe der Verbundspannungen, die Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses des Stoßanteiles in einem Querschnitt und des lichten seitlichen Stababstandes a zwischen benachbarten Stößen (*vgl. Bild 3-1*) auf die Tragfähigkeit eines Übergreifungsstoßes bestimmt. Die Betondeckung wurde für den ungünstigsten Fall $c \approx 1 \cdot \varnothing_s$ zugrunde gelegt. Der nachfolgende Vergleich der unterschiedlichen Vorgaben der Regelwerke erfolgt auf Grundlage der Bezeichnungen nach *EN 1992-1-1*.



s Achsabstand der Stöße ohne Längsversatz

a lichter seitlicher Stababstand zwischen benachbarten Stößen ohne Längsversatz

Bild 3-1: Bezeichnung der Abstände benachbarter Stöße

Die erforderliche Übergreifungslänge für Stöße mit geraden Stabenden (α_1=1,0) ergibt sich nach *DIN EN 1992-1-1/NA* ohne Berücksichtigung des Beiwerts für den günstigen Einfluss einer nicht angeschweißten Querbewehrung (α_3=1,0) und ohne Berücksichtigung des Beiwerts für die günstige Wirkung eines Querdrucks (α_5=1,0) wie folgt als Vielfaches der Verankerungslänge (*vgl. Kap. 3.2.2*):

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \qquad (3.16)$$

bzw.

$$l_0 = \alpha_2 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad \text{mit} \quad \alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1{,}0 \qquad (3.17)$$

α_2 = Einfluss der Betondeckung

α_6 = berücksichtigt die Auswirkungen des Stoßanteils am Gesamtquerschnitt

$l_{b,rqd}$ = Grundwert der Verankerungslänge

3.2.6.2 Ansatz der Verbundspannungen

Nachfolgenden werden zunächst die durch die jeweilige Normausgabe zugrunde gelegten Verbundspannungen bzw. das Grundmaß der Verankerungslänge verglichen.

DIN 1045 Ausgaben 1972, 1978, 1988	DIN 1045-1:2008; DIN EN 1992-1-1/NA; EN 1992-1-1
$l_{b,rqd} = \frac{\phi_s}{4 \cdot zul\,\tau_1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma}$ $= \frac{\phi_s \cdot f_{yk}}{4} \cdot \frac{1}{zul\,\tau_1 \cdot \gamma}$ $= \frac{\phi_s \cdot f_{yk}}{4} \cdot \frac{1}{x_1}$	$l_{b,rqd} = \frac{\phi_s}{4 \cdot f_{bd}} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ $= \frac{\phi_s \cdot f_{yk}}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_s \cdot f_{bd}}$ $= \frac{\phi_s \cdot f_{yk}}{4} \cdot \frac{1}{x_2}$
mit	mit
$\gamma = 1,75$ globaler Sicherheitsbeiwert	$\gamma_s = 1,15$ Teilsicherheitsbeiwert Betonstahl
VB I: $x_1 = \gamma \cdot zul\,\tau_1$	VB I: $x_2 = \gamma_s \cdot f_{bd}$
VB II: $x_1 = \gamma \cdot zul\,\tau_1 \cdot 0,5$	VB II: $x_2 = \gamma_s \cdot f_{bd} \cdot 0,7$

In *Tabelle 3-2* bis *Tabelle 3-6* sind die Grundwerte bzw. die Bemessungswerte der Verbundspannungen der unterschiedlichen Normausgaben zusammengestellt.

Tabelle 3-2: Grundwerte der Verbundspannungen nach *DIN 1045: 1972,* Tabelle 20

Tabelle 20: Zulässige Rechenwerte der Verbundspannung (zul τ_1 in kp/cm²) unter vorwiegend ruhender Belastung

	1	2	3	4	5	6	7
	Stabform	Lage der Verankerung	Festigkeitsklasse des Betons Bn				
			150	250	350	450	550
1	glatte Rundstäbe BSt 22/34 GU (IG) und glatte Stäbe BSt 50/55 GK (IV G)	A	3	3,5	4	4,5	5
2	für Betonstahlmatten	B	6	7	8	9	10
3	profilierte Stäbe BSt 50/55 PK (IV P) für Betonstahlmatten (nach	A	4	5	6	7	8
4	DIN 488 Blatt 4)	B	8	10	12	14	16
5	Rippenstäbe aus BSt 22/34 RU (IR), BSt 42/50 RU, RK (III U, III K) und BSt 50/55 RK (IV R) für	A	7	9	11	13	15
6	Betonstahlmatten	B	14	18	22	26	30

Tabelle 3-3: Grundwerte der Verbundspannungen nach *DIN 1045: 1978,* Tabelle 19

Tabelle 19. Zulässige Grundwerte der Verbundspannung zul τ_1 in MN/m²

	1	2	3	4	5	6	7
	Verbundbereich	Oberflächengestaltung	Festigkeitsklasse des Betons				
			B 15	B 25	B 35	B 45	B 55
1	I	glatt BSt 220/340 GU, BSt 500/550 GK	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2		profiliert BSt 500/550 PK	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6
3		gerippt BSt 420/500 RU, RK BSt 500/550 RU, RK	1,4	1,8	2,2	2,6	3,0
4	II	50% der Werte von Verbundbereich I					

Tabelle 3-4: Grundwerte der Verbundspannungen nach *DIN 1045: 1988,* Tabelle 20

Tabelle 19. Zulässige Grundwerte der Verbundspannung zul τ_1 in N/mm²

	1	2	3	4	5	6
	Verbundbereich	Zulässige Grundwerte der Verbundspannung zul τ_1 in N/mm² für Festigkeitsklassen des Betons				
		B 15	B 25	B 35	B 45	B 55
1	I	1,4	1,8	2,2	2,6	3,0
2	II	0,7	0,9	1,1	1,3	1,5

Tabelle 3-5: Bemessungswert der Verbundspannungen nach *DIN 1045-1: 2008*, Tabelle 25

Tabelle 25 — Bemessungswerte der Verbundspannung f_{bd} bei guten Verbundbedingungen und $d_s \leq 32$ mm

Zeile	Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
		Charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} in N/mm²														
		12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
1	f_{bd} in N/mm²	1,6	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3	4,4	4,5	4,7	4,8	4,9	4,9

Tabelle 3-6: Bemessungswert der Verbundspannungen nach *DIN EN 1992-1-1*, Gleichung 8.2

Gleichung (8.2) mit $\gamma_C = 1{,}5$ und $\phi \leq 32$ mm:

f_{ck} [N/mm²]	f_{bd} [N/mm²]	
	gut	**mäßig**
16	2,00	1,40
20	2,32	1,62
25	2,69	1,89
30	3,04	2,13
35	3,37	2,36
40	3,68	2,58
45	3,99	2,79
50	4,28	2,99
55	4,43	3,10
60	4,57	3,20
70	4,57	3,39
80	4,57	3,56
90	4,57	3,71
100	4,57	3,85

In den Ausgaben der *DIN 1045* von *1972,1978* und *1988* basierend auf dem globalen Teilsicherheitskonzeptes stimmen die jeweils angegebenen zulässigen Grundwerte der Verbundspannungen für gerippte Betonstähle überein. In der *DIN 1045-1* und *EN 1992-1-1* nach dem Teilsicherheitskonzept sind die Bemessungswerte der Verbundspannungen für normalfeste Betone bis C60/75 ebenfalls identisch. Diese Werte wurden unverändert in die *DIN EN 1992-1-1/NA* übernommen. Im Folgenden wird das Grundmaß der Verankerungslänge nach *DIN 1045:1988* und *DIN 1045-1: 2008* bzw. *EN 1992-1-1* miteinander verglichen.

Für einen Beton beispielsweise der Festigkeitsklasse C35/45 (B45 nach *DIN 1045:1988*) ergibt sich das Grundmaß der Verankerungslänge wie folgt:

DIN 1045: 1988	DIN 1045-1:2008; DIN EN 1992-1-1/NA; EN 1992-1-1
VB I (gute Verbundbedingungen)	
$x_1 = \gamma \cdot zul\,\tau_1$ $= 1{,}75 \cdot 2{,}6 = 4{,}55$ $l_{b,rqd,VB\,I} = \frac{\phi_s \cdot 500}{4} \cdot \frac{1}{4{,}55}$ $= 27 \cdot \phi_s$	$x_2 = \gamma_s \cdot f_{bd}$ $= 1{,}15 \cdot 3{,}4 = 3{,}91$ $l_{b,rqd,VB\,I} = \frac{\phi_s \cdot 500}{4} \cdot \frac{1}{3{,}91}$ $= 32 \cdot \phi_s$
VB II (mäßige Verbundbedingungen)	
$l_{b,rqd,VB\,II} = \frac{27 \cdot \phi_s}{0{,}5} = 55 \cdot \phi_s$	$l_{b,rqd,VB\,II} = \frac{32 \cdot \phi_s}{0{,}7} = 46 \cdot \phi_s$

Das Grundmaß $l_{b,rqd}$ ist nach *DIN 1045-1:2008* bzw. *DIN EN 1992-1-1/NA*, die diesbezüglich *EN 1992-1-1* entspricht, gegenüber der *DIN 1045:1988* für den guten Verbundbereich um 18% größer für den mäßigen um 16% kleiner geworden.

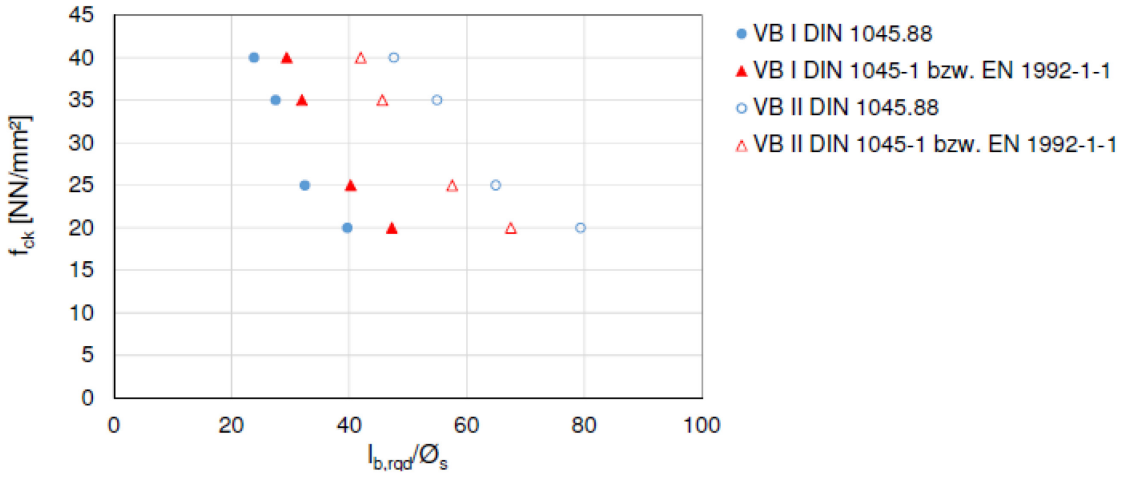


Bild 3-2: Grundmaß der Verankerungslänge nach *DIN 1045:1988* und *DIN 1045-1: 2008* bzw. *EN 1992-1-1*

3.2.6.3 Einfluss der Betondeckung

Die sich nach *DIN 1045 (:1772, :1978, :1988)* und *DIN 1045-1:2008* ergebenden Übergreifungslängen wurden für eine Mindestbetondeckung von $c \approx Ø_s$ festgelegt. Bei einer Vergrößerung der Betondeckung sind kürzere Längen nach *DAfStb 300* möglich. In den jeweiligen Normenausgaben der *DIN 1045 (:1772, :1978, :1988)* und *DIN 1045-1:2008* fand der günstige Einfluss einer höheren Betondeckung gegenüber dem Mindestmaß $c \approx Ø_s$ keine Berücksichtigung. Im deutschen nationalen Anhang zur *EN 1992-1-1* wird ebenfalls empfohlen diesen Einfluss im Allgemeinen zu vernachlässigen. Der Beiwert α_2 ist hiernach in der Regel zu α_2=1,0 zu setzen ($0{,}7 \leqslant \alpha_2 \leqslant 1{,}0$). In besonders günstigen Fällen kann die Übergreifungslänge durch α_2=0,7 um 30% kürzer werden.

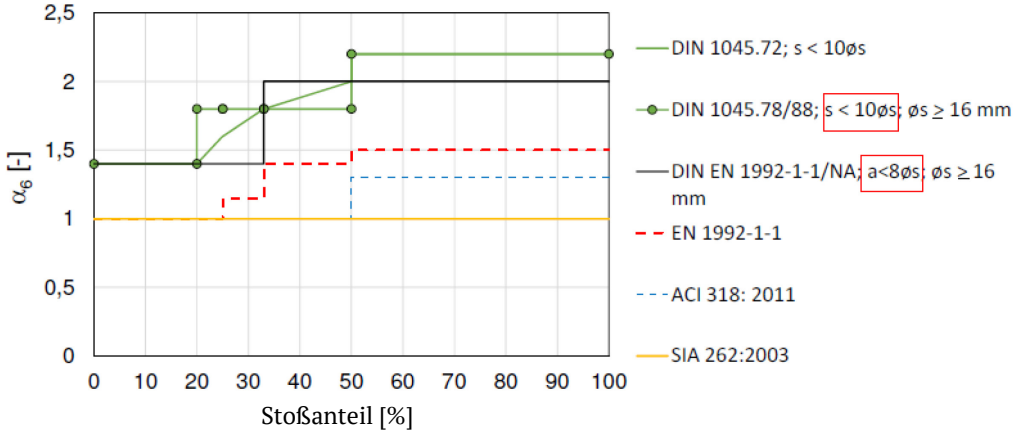
3.2.6.4 Einfluss des seitlichen Stababstandes und des Stoßanteils

Der Einfluss des seitlichen Stababstandes (*vgl. Bild 3-1*) und Stoßanteils auf die Tragfähigkeit von Verankerungsstößen wurde bereits in den früheren Ausgaben der *DIN 1045* in einer ähnlichen Größenordnung berücksichtigt wie in der derzeit in Deutschland gültigen *DIN EN 1992-1-1/NA*. In *Bild 3-3* und *Bild 3-4* werden die Regelungen der unterschiedlichen Normenausgaben gegenübergestellt. Darüber hinaus werden die Ansätze des *ACI 318:2011* und der *SIA 262:2003* verglichen.

Gegenüber den Regelungen in der Originalfassung der *EN 1992-1-1* berücksichtigen die deutschen Regelungen den Einfluss von seitlichen lichten Stababständen ($a < 8ø_s$ bzw. $a \geqslant ø_s$) sowie

kleiner ($ø_s$ <16 mm) und großer Stabdurchmesser ($ø_s$ ⩾ 16 mm) auf das Tragverhalten eines Übergreifungsstoßes. Für Durchmesser $ø_s$ ⩾16 mm und große lichte Stababstände a ⩾ 8 $ø_s$ (*vgl. Bild 3-3,b*)) sowie für Durchmesser $ø_s$ <16 mm (*vgl. Bild 3-4*) sind die Ansätze nach *EN 1992-1-1* und den deutschen Regelungen vergleichbar. Für große Stabdurchmesser $ø_s$ ⩾16 mm und enge lichte Stababstände a < 8 $ø_s$ zwischen den Stößen weichen die Ansätze dagegen stark ab (*vgl. Bild 3-3 a)*). Wie man aus den Darstellungen deutlich erkennen kann, liegen die deutschen Festlegungen für a ⩾ 8$ø_s$ oberhalb der Schweizer *SIA 262:2003* sowie des amerikanischen *ACI 318:2011*. Letztere liegen noch unterhalb der Empfehlungen der *EN 1992-1-1*.

a) Enge seitliche Stababstände s < 10Ø$_s$ bzw. a < 8Ø$_s$



b) große seitliche Stababstände s ⩾ 10Ø$_s$ bzw. a ⩾ 8Ø$_s$

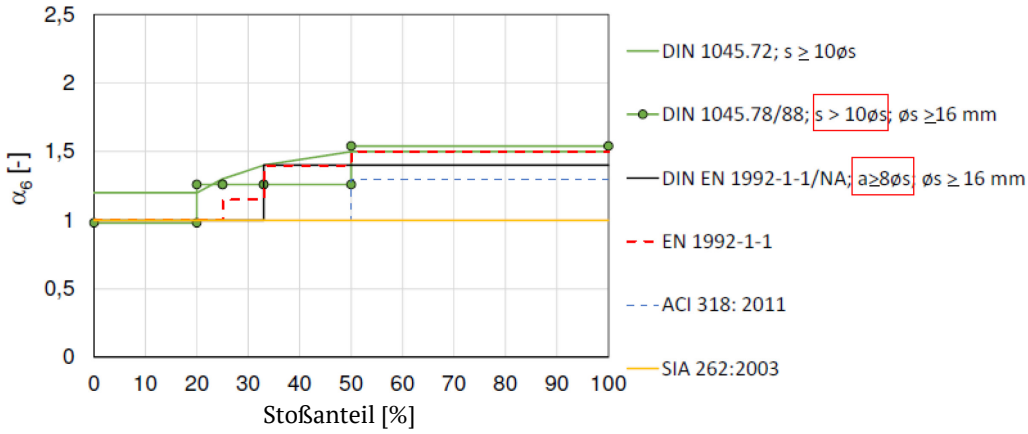
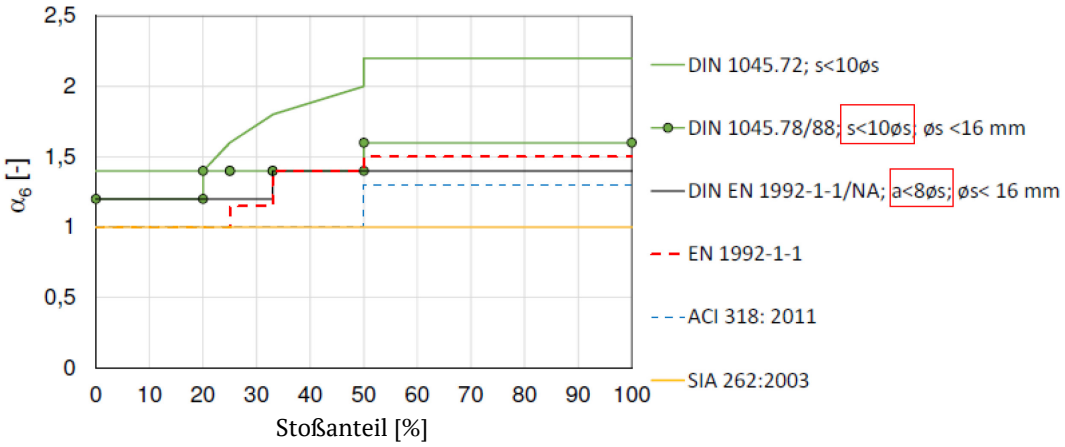


Bild 3-3: Beiwert α6 in Abhängigkeit von seitlichem Stababstand und Stoßanteil für Stabdurchmesser $ø_s$ ⩾ 16 mm

a) Enge seitliche Stababstände s < 10Ø$_s$ bzw. a < 8Ø$_s$



b) große seitliche Stababstände s ⩾ 10Ø$_s$ bzw. a ⩾ 8Ø$_s$

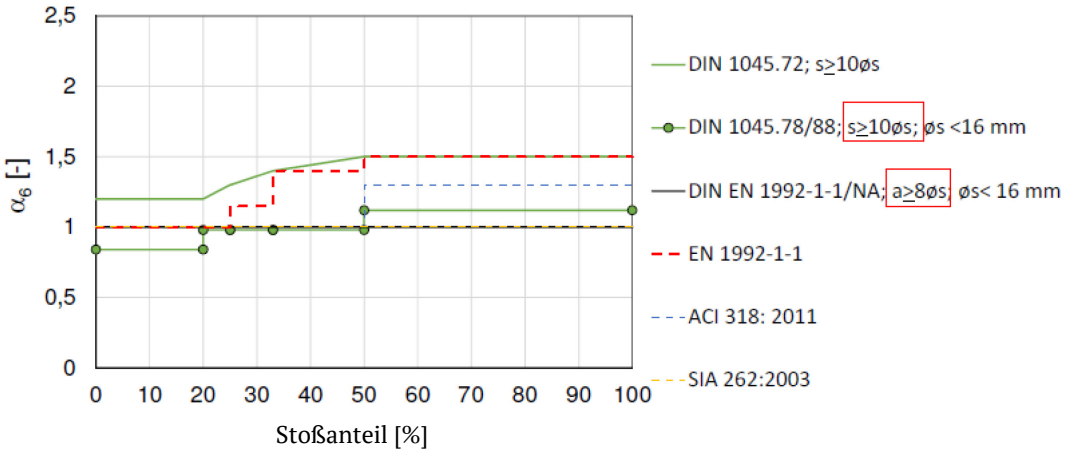


Bild 3-4: Beiwert α6 in Abhängigkeit von seitlichem Stababstand und Stoßanteil für Stabdurchmesser ø$_s$ < 16 mm

Die Hintergründe der deutschen Regelung werden im Folgenden zusammengefasst.

3.2.6.5 Erkenntnisse aus Untersuchungen von Rehm/Eligehausen aus *DAfStb 291* und *Rehm 1977*

In *DAfStb 291* sind Hinweise für die Ableitung der unteren und oberen Grenzwerte der α_6-Werte in Abhängigkeit des gestoßenen Betonstahldurchmessers zu finden. Dabei werden jeweils Empfehlungen für die Einhaltung der Tragfähigkeit als auch der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit gegeben.

Tragfähigkeit

In *DAfStb 291* werden experimentelle Untersuchungen im Hinblick auf die erreichte Bruchsicherheit in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge $\alpha_6 = l_0/l_{b,rqd}$ für dünne und dicke Bewehrungsstäbe ausgewertet (*vgl. Bild 3-5*). Dabei ist der Einfluss des Stabdurchmessers ø$_s$ deutlich zu erkennen. Die Auswertung wird für Vollstöße (Stoßanteil 100%) mit einem sehr engen

seitlichen Stababstand von etwa 2øs vorgenommen. Da das Versagen eines Übergreifungsstoßes meist ohne Vorankündigung schlagartig/spröde erfolgt und die Tragfähigkeit des Stoßes wesentlich durch die Betonzugfestigkeit bestimmt wird, wird der Auswertung ein Mindestwert für die Bruchsicherheit von ν=2,1 (ν=$M_{Versuch}/M_{zul}$) zugrunde gelegt.

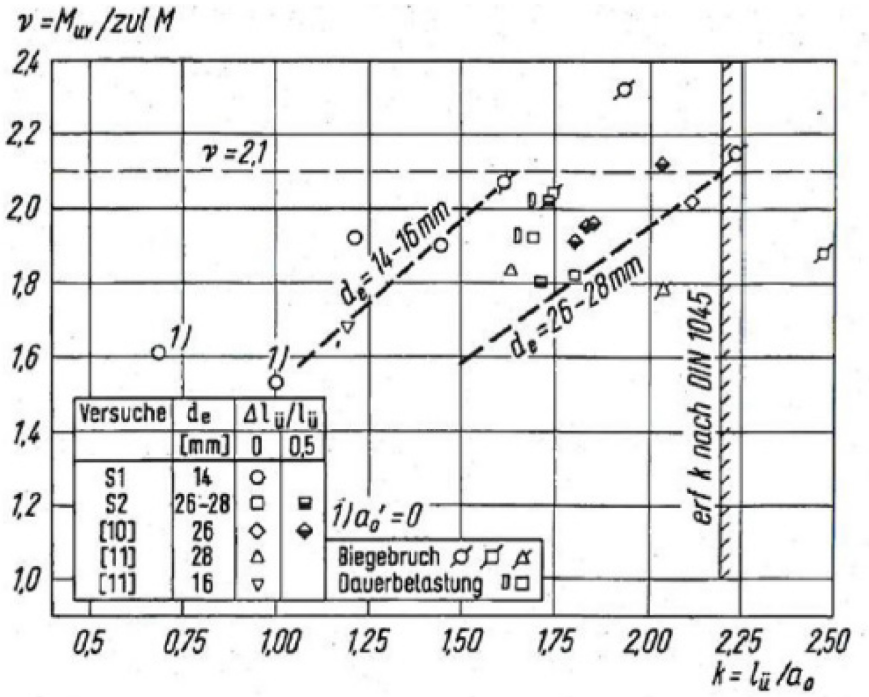


Bild 3-5: Bruchsicherheit n in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge bei einem seitlichen Stabstand a ≈2øs und einer Mindestbetondeckung von c ≈ 1×øs (k=$l_ü/a_0$ ≙ α6=$l_0/l_{b,rqd}$) aus *DAfStb 291*

Für die Einhaltung der geforderten Sicherheit von ν = 2,1 wurden auf Grundlage der in *Bild 3-5* eingezeichneten Begrenzungsgeraden die nachfolgend angegebenen erforderlichen Übergreifungslängen abgeleitet:

dünne Stäbe (øs=14 mm bis 16 mm): $l_0 = \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \approx 1{,}6 \cdot l_{b,rqd}$

dicke Stäbe (øs=26 mm bis 28 mm): $l_0 = \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \approx 2{,}2 \cdot l_{b,rqd}$

Diese Werte auf der Grundlage von c ≈ 1·øs sind in den deutschen Regelwerken als obere Grenzwerte der Übergreifungslänge für einem Stoßanteil von 100% wiederzufinden. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit großem seitlichem Abstand der Stöße a ≥ 10øs zeigt den bekannten günstigen Einfluss einer Vergrößerung der Spaltfläche des Betons auf die Tragfähigkeit. In *DAfStb 291* wurde daher für Vollstöße mit großen Abständen quer zur Stoßrichtung ebenfalls eine Auswertung vorgenommen. Die Ergebnisse sind in *Bild 3-6* dargestellt.

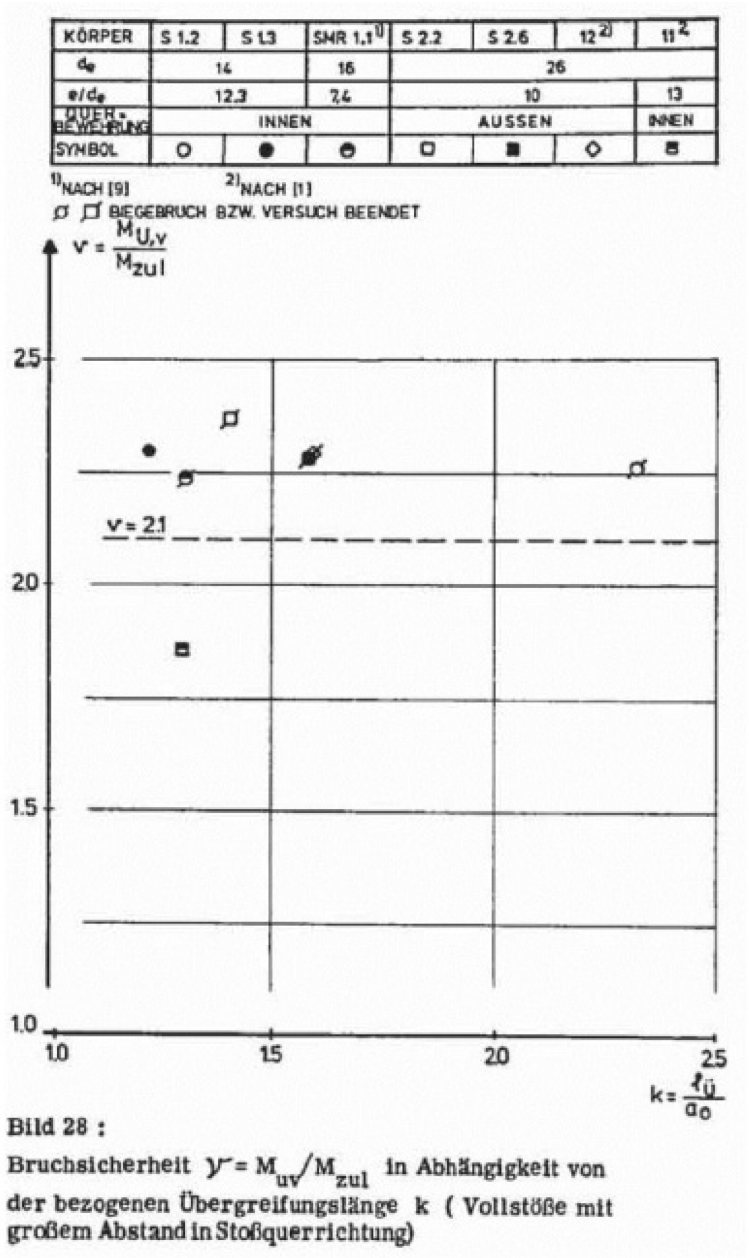


Bild 28 :
Bruchsicherheit $\gamma = M_{uv}/M_{zul}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge k (Vollstöße mit großem Abstand in Stoßquerrichtung)

Bild 3-6: Bruchsicherheit n in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge für Vollstöße mit großem seitlichen Stababstand in Stoßquerrichtung a ≈7,7-13 $ø_s$ und einer Mindestbetondeckung von c ≈ 1×$ø_s$ ($k=l_ü/a_0 \triangleq \alpha_6=l_0/l_{b,rqd}$) aus *DAfStb 291*

Da in den Versuchen kein Versagen des Stoßes auftrat, wurde die zur Erzielung der geforderten 2,1-fachen Bruchsicherheit die erforderliche Übergreifungslänge nur geschätzt. Die erforderlichen Übergreifungslängen werden in *DAfStb 291* wie folgt angegeben:

- dünne Stäbe (øs=14 mm bis 16 mm) mit einem seitlichen lichten Abstand s ⩾ 10øs:

  $l_0 = \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \approx 1{,}1 - 1{,}2 \cdot l_{b,rqd}$

- dicke Stäbe (øs=28 mm) mit einem seitlichen lichten Abstand s ⩾ 10øs:

  $l_0 = \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \approx 1{,}3 - 1{,}4 \cdot l_{b,rqd}$

In den deutschen Regelwerken sind diese Werte als untere Grenzwerte für Übergreifungslängen von Stößen mit großem seitlichem Abstand zu wiederzufinden. Nach *DAfStb 291* wird mit den oben angegebenen Werten bzw. den Normwerten die geforderte Sicherheit von ν=2,1 eingehalten bei einer Betondeckung von c ≈ 1·øs.

Gebrauchstauglichkeit

Darüber hinaus sind die in *DAfStb 291* angegebenen Übergreifungslängen notwendig um die Rissbreiten an den Stoßenden zu begrenzen. Durch den Stoß dürfen die Rissbreiten nicht wesentlich breiter werden als in den übrigen Bereichen. Nach den in *DAfStb 291* ausgewerteten Versuchen ist bei Stößen mit weiten Abständen die für die Gewährleistung eines befriedigenden Verhaltens im Gebrauchszustand erforderliche Übergreifungslänge größer als diejenige für das Erreichen der notwendigen Bruchsicherheit (*vgl. Rehm 1977*). Da jedoch einerseits theoretisch die Rissbreite am Stoßende mit zunehmendem seitlichen Stoßabstand abnehmen müsste, andererseits nur wenige Versuche mit großem Stoßabstand als Grundlage der Auswertung vorlagen, wurden in diesen Fällen die Versuche etwas großzügiger ausgewertet (*vgl. Rehm 1977*).

Der Einfluss der Übergreifungslänge von gestoßenen Stäben auf die Rissbreiten an den Stoßenden wird durch die Versuchsauswertung in *Bild 3-7* verdeutlicht. Während bei Erstbelastung keine Vergrößerung der Rissbreiten an den Stoßenden festgestellt wurde, zeichnete sich unter statischer Dauerlast und zyklischer Belastung ein deutlicher Einfluss der Übergreifungslänge auf die gemessenen Rissbreiten ab. In *Bild 3-7* ist das Verhältnis der Rissbreiten am Stoßende $w_{95\%\,(\text{Stoßende})}$ und $w_{95\%\,(\text{M=const.})}$ außerhalb des Stoßes dargestellt. Die Rissbreiten nehmen hiernach mit abnehmender Übergreifungslänge im Allgemeinen zu. Der Einfluss ist für dünne Stäbe mit Übergreifungslängen von $l_0 \geqslant 1{,}6 l_{b,rqd}$ (α_6=1,6) und für dicke Stäbe mit $l_0 \geqslant 1{,}8 l_{b,rqd}$ (α_6=1,6) vernachlässigbar.

3.2.6.6 Erkenntnisse aus Untersuchungen aus *Stöckl 1972*

Auf Grundlage von Versuchen werden in *Stöckl 1972* die erforderlichen Erhöhungsfaktoren (k-Werte bzw. α_6) auf die Verankerungslänge für die Ermittlung von Übergreifungslängen in Abhängigkeit vom seitlichen Stababstand abgeleitet. Durch die Untersuchungen werden die bereits in *DAfStb 291* angegebenen Werte bestätigt. In *Bild 3-8* sind die Ergebnisse der Auswertung dargestellt. Danach wird mit zunehmendem seitlichem Abstand die erforderliche Übergreifungslänge bis zu einem bestimmten Wert kürzer.

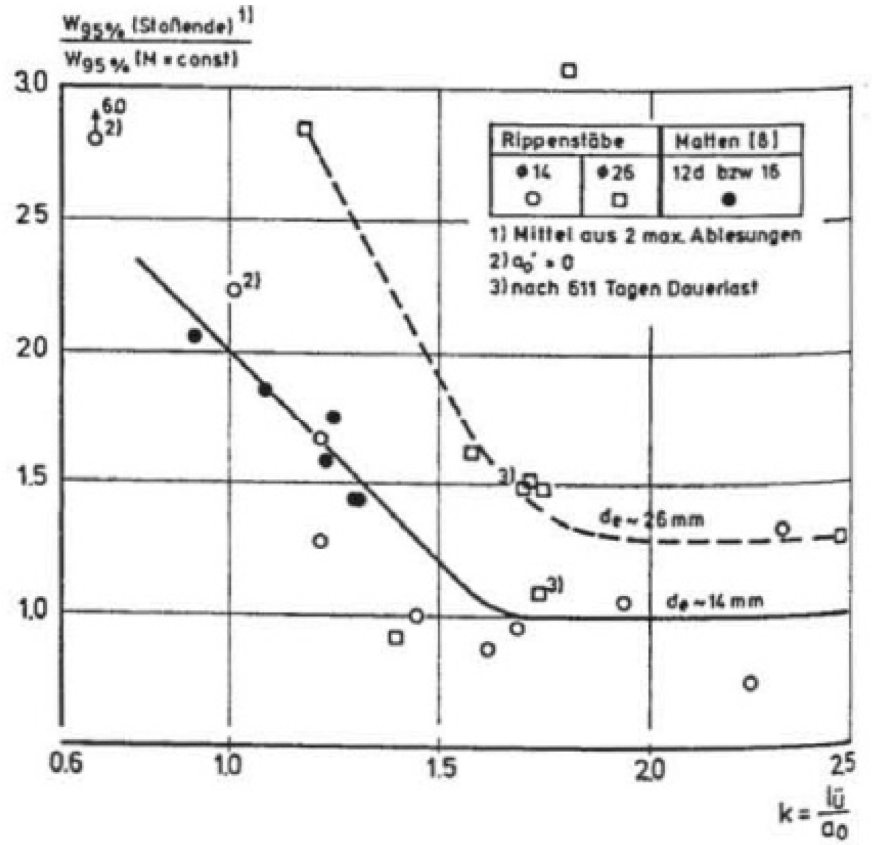


Bild 3-7: Verhältnis der Rissbreiten wmax der Risse am Stoßende zu $w_{95\%}$ im Bereich M=const. Außerhalb des Stoßes nach 10^6 Lastwechseln unter Oberlast in Abhängigkeit von der bezogenen Übergreifungslänge ($k=l_ü/a_0 \triangleq \alpha_6=l_0/l_{b,rqd}$) aus *DAfStb 291*

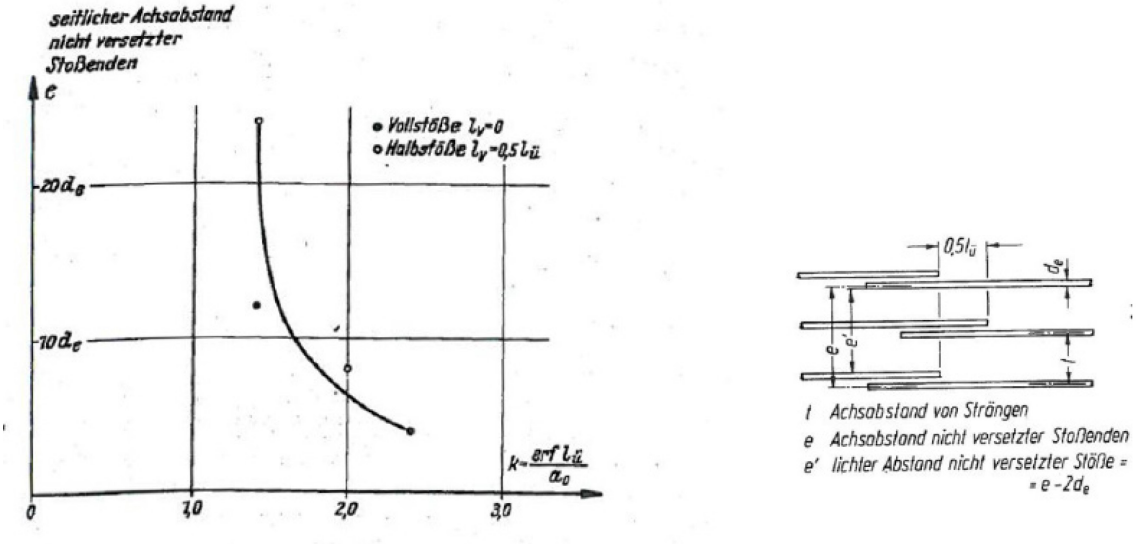


Bild 3-8: Einfluss des seitlichen Stabendenabstandes auf die erforderliche Übergreifungslänge *Stöckl 1972*

Dabei wurde im Gegensatz zu der damals gültigen Normregelung der *DIN 1045:1972* kein Einfluss des Stoßanteils festgestellt. Als maßgeblicher Parameter für die erforderlichen Übergreifungslängen stellte sich der seitliche Stoßendenabstand e (*vgl. Bild 3-8*) heraus. Es wurde festgestellt, dass bei einem seitlichen Achsabstand nicht versetzter Stoßenden von e > 12øs kaum mehr eine gegenseitige Beeinflussung benachbarter Stoßenden auftrat. Dennoch ergab sich hier für die geforderte Bruchsicherheit von ν=2,1 für seitliche Stoßendenabstände mit e ≥12 øs ein gegenüber dem Grundmaß der Verankerungslänge um 40% höherer Wert. Das heißt, dass nach *Stöckl 1972* im Übergreifungsstoß ungünstigere Verhältnisse vorliegen als an einer geraden Endverankerung.

3.2.7 **Vergleich der unterschiedlichen Berechnungsansätze an Beispielen**

1.Beispiel: Ø20/15 (100%-Stoß), VB I (gute Verbundbedingungen)
Beton C 35/45
c_{nom}= 55 mm
a < 8 Øs (kleiner seitlicher Stababstand)

Tabelle 3-7: Ergebnisse Berechnungsbeispiel 1

Ansatz	DIN 1045	DIN EN 1992-1-1/ NA		**EN 1992-1-1**	Eligehausen nach Gl. 2 [1)]	ACI 318	SIA 262	MC 2010
Ausgabe	1972	2010		**2004**	1979	2011	2003	2010
α_2	-	1,0	(0,74)	**0,74**				
α_6	2,2	2,0		**1,5**				
$l_{b,rqd}$	27 Øs	32 Øs		**32 Øs**		31 Øs	36 Øs	48,6 Øs
l_0	60 Øs	65 Øs	(48øs)	**36 Øs**	**44 Øs**	**40 Øs**	**36 Øs**	**48,6 Øs**
$\frac{l_0}{l_{0,EN1992-1-1}}$	1,67	1,80	(1,33)	**1,0**	1,22	1,11	1,0	1,35

[1)] ohne Randeinfluss

2.Beispiel: Ø20/15 (50%-Stoß), VB I (gute Verbundbedingungen)
Beton C 35/45
c_{nom}= 55 mm
a ⩾ 8 Øs (großer seitlicher Stababstand)

Tabelle 3-8: Ergebnisse Berechnungsbeispiel 2

Ansatz	DIN 1045	DIN EN 1992-1-1/ NA		**EN 1992-1-1**	Eligehausen nach Gl. 2 [1)]	ACI 318	SIA 262	MC 2010
Ausgabe	1972	2010		**2004**	1979	2011	2003	2010
α_2	-	1,0	(0,74)	**0,74**			-	
α_6	1,5	**1,4**		**1,4**			-	
$l_{b,rqd}$	27 Øs	32 Øs		**32 Øs**		31 Øs	36 Øs	47 øs
l_0	40,5Øs	45 Øs	(33Øs)	**33 Øs**	**28,2 Øs**	**40 Øs**	**36 Øs**	**47 øs**
$\frac{l_0}{l_{0,EN1992-1-1}}$	1,23	1,36	(1,0)	**1,0**	0,85	1,21	1,09	1,42

[1)] ohne Randeinfluss

3.Beispiel: Ø20/15 (100%-Stoß), VB I (gute Verbundbedingungen)
Beton C 35/45 (bw=45MN/m²)
c_{nom}= 75 mm
a < 8 Øs (Stababstand)

Tabelle 3-9: Ergebnisse Berechnungsbeispiel 3

Ansatz	DIN 1045	DIN EN 1992-1-1/ NA		**EN 1992-1-1**	Eligehausen nach Gl. 2 [1)]	ACI 318	SIA 262	MC 2010
Ausgabe	1972	2010		**2004**	1979	2011	2003	2010
α_2	-	1,0	(0,70)	**0,70**				
α_6	2,2	2,0		**1,5**				
$l_{b,rqd}$	27 Øs	32 Øs		**32 Øs**		31 Øs	36 Øs	48,6øs
l_0	60 Øs	65 Øs	(45 Øs)	**34 Øs**	**44 Øs**	**40 Øs**	**36 Øs**	**48,6øs**
$\frac{l_0}{l_{0,EN1992-1-1}}$	1,76	1,91	1,32	**1,0**	1,29	1,18	1,06	1,43

[1)] ohne Randeinfluss

Die Beispiele zeigen sehr deutlich, dass die deutschen Regelungen zur Ermittlung der Übergreifungslänge für eine ausreichende Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit besonders bei kleinen lichten Stababständen (a < 8øs) im internationalen Vergleich sehr konservativ sind. Vermehrte Standsicherheitsprobleme oder Schadensfälle, die auf eine nicht ausreichende Tragfähigkeit der Übergreifungsstöße zurückzuführen sind, sind aus diesen Ländern nicht bekannt. Die Berechnung der Übergreifungslängen führt bei den Beispielen nach den genaueren Formeln von

Eligehausen unter genauerer Berücksichtigung der einzelnen Parameter in Abhängigkeit von der Betondeckung auf bis zu 20-30% längere Übergreifungslängen gegenüber dem Ansatz nach *EN 1992-1-1* mit seinen empfohlenen Werten. Diese Gleichungen stellen die Grundlage für die deutschen Regelungen dar, die allerdings für den ungünstigsten Fall einer Betondeckung $c \approx 1ø_s$ abgeleitet wurden. Bei Berücksichtigung einer größeren Betondeckung ergeben sich dagegen deutlich kürzere Verankerungslängen.

Die deutschen Regelungen decken allerdings nicht nur den Grenzzustand der Tragfähigkeit, sondern auch den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ab. Dadurch sollen mit den größeren Übergreifungslängen breitere Risse an den Stoßenden gegenüber den übrigen Bereichen vermieden werden. Gegenüber *EN 1992-1-1* ergeben sich bei den hier untersuchten Beispielen bei großen Stababständen um 40% größere und bei kleinen Stababständen um 80 bzw. 91% größere Übergreifungslängen.

Auf Grundlage des *Model Code 2010* ergeben sich deutlich größere Übergreifungslängen als nach *EN 1992-1-1*. Allerdings werden die Werte nach *DIN EN 1992-1-1/NA* bei kleinen lichten Stababständen ($a < 8ø_s$) deutlich unterschritten.

4 Eigene experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten

4.1 Versuchsprogramm

Zur Untersuchung des Verbundverhaltens wurden entsprechende Versuche in Form von Beam-End Tests mit speziellen Versuchskörpern durchgeführt. Dabei sollte der Einfluss der Betondeckung (α_2) und der Einfluss der Querbewehrung (α_3) auf die Verbundfestigkeit f_{bd} experimentell untersucht werden. Nach *DIN EN 1992-2* können die Faktoren α_2 und α_3 auf Werte bis 0,7 abnehmen. Dagegen setzt *DIN EN 1992-2/NA* diese Werte im Allgemeinen sehr konservativ mit 1,0 an. Die Beiwerte α_2 und α_3 werden in *DIN EN 1992-2* beim Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} berücksichtigt. Dagegen darf der Bemessungswert der Verbundfestigkeit für Rippenstäbe ohne α- Beiwerte wie folgt ermittelt werden:

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \qquad (4.1)$$

Dennoch lassen sich die maßgebenden Einflüsse, die durch α_2 und α_3 erfasst werden, durch die nachfolgend beschriebenen Verbundversuche bestimmen.

Das Versuchsprogramm umfasste 10 modifizierte Beam-End Tests. Dabei wurden versuchstechnisch Verbundspannungs-Schlupfkurven ermittelt und die Entwicklung der Rissbildung auf der Oberfläche der Versuchskörper durch Fotogrammetrie dokumentiert. Für das Versuchsprogramm standen vorrangig die Variation der Betondeckung sowie die Anordnung einer Querbewehrung im Verbundbereich im Fokus. Eine Variation von weiteren möglichen Parametern, die einen Einfluss auf das Verbundverhalten haben, wurde nicht vorgenommen. Eine Ausnahme davon bilden lediglich zwei Versuchskörper, bei denen eine höhere bzw. niedrigere Betonfestigkeit zum Einsatz kam. Das vollständige Versuchsprogramm ist in *Tabelle 4-1* zusammenfassend dargestellt.

4.2 Versuchskörperbeschreibung

4.2.1 Geometrie

In der Literatur findet sich es eine Vielzahl von Verbundversuchskörpern. Eine Differenzierung ist in der Geometrie, der Belastungsart (Biegung oder Zug), der Art der Abstützung und der eventuellen Anordnung einer Querbewehrung auszumachen.

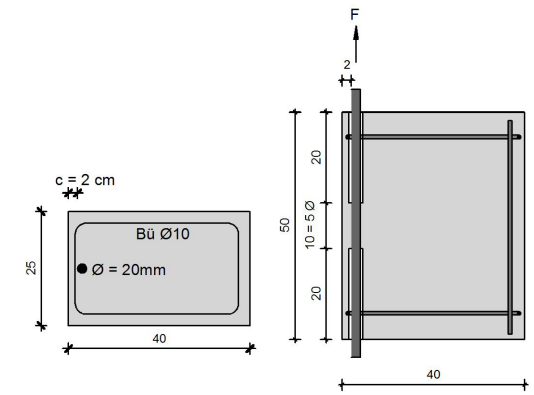
Für Verbundversuche kamen in den letzten Jahren vermehrt die RILEM Prüfkörper Beam Test und Pull-Out Test (*vgl. RILEM 1994*) sowie der ASTM-Beam-End Test (*vgl. ASTM 2010*) zum Einsatz.

Die geometrische Ausbildung der Versuchskörper für die durchgeführten Versuche erfolgte in Anlehnung an *ASTM 2010* als Beam-End Tests. Der Vorteil des Beam-End Tests gegenüber dem

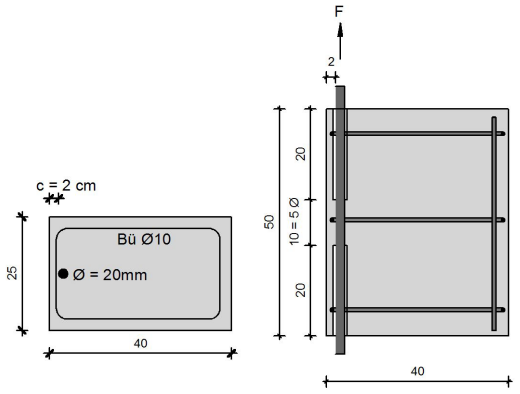
Pull-Out Test liegt darin begründet, dass im Gegensatz zum RILEM Versuchskörper beim Beam-End Test der allseitige Querdruck, der den Verbund günstig beeinflusst, vermieden wird. Weiterhin kann die Spaltwirkung des Stabes durch eine entsprechende Wahl der Betondeckung beurteilt werden. Darüber hinaus besteht die Möglichkeit Bügel orthogonal zum Stab anzuordnen, die ein frühes Spaltversagen unterbinden. Die Verbundlänge betrug bei allen Versuchen l_b=5Ø = 10 cm. Dieser Wert hat sich für experimentelle Verbunduntersuchungen bewährt, da diese Länge einerseits kurz genug ist, um näherungsweise eine konstante Verbundspannungsverteilung zu erzielen und andererseits lang genug ist, um einen maßgeblichen Einfluss aus lokalen Effekten zu vermeiden. Alle Versuchskörper wurden mit den Abmessungen l/h/b = 50/40/25 cm hergestellt. Der Stabdurchmesser betrug jeweils $Ø_s$=20mm. Die verbundfreien Längen wurden zu 20cm ausgebildet. Eine ausführliche Übersicht der geometrischen Randbedingungen der einzelnen Versuchskörper ist dem *Bild 4-1* zu entnehmen. Dabei ist c die Betondeckung bezogen auf die Längsbewehrung (Ø20mm).

Tabelle 4-1: Versuchsprogramm für die Beam-End Tests (BE)

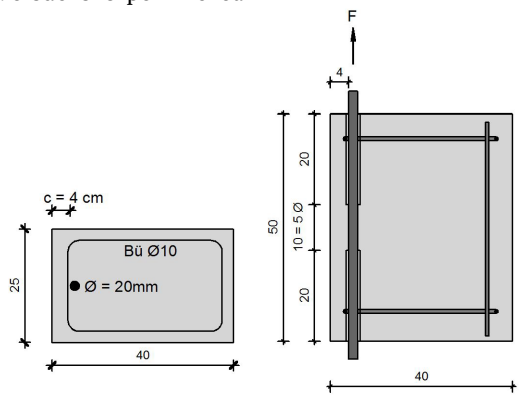
Versuch	**$Ø_s$ [mm]**	**f_r**	**l_b[1)] [mm]**	**l_v[2)] [mm]**	**c [mm]**	**Querbewehrung im Verbundbereich**	**Betonfestigkeit**	**Verbundbedingungen**
BEc20a[3)]	20	0,056	5øs	200	1øs	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc20b[4)]	20	0,056	5øs	200	1øs	1 Bügel Ø10 mm im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc40a	20	0,056	5øs	200	2øs	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc40b	20	0,056	5øs	200	2øs	1 Bügel Ø10 mm im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc60a	20	0,056	5øs	200	3øs	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc60b	20	0,056	5øs	200	3øs	1 Bügel Ø10 mm im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc80a	20	0,056	5øs	200	4øs	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc80b	20	0,056	5øs	200	4øs	1 Bügel Ø10 mm im Verbundbereich	C 35/45	gut
BEc40a25/30	20	0,056	5øs	200	2øs	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 25/30	gut
BEc40a45/55	20	0,056	5øs	200	2øs	ohne Querbewehrung im Verbundbereich	C 45/55	gut



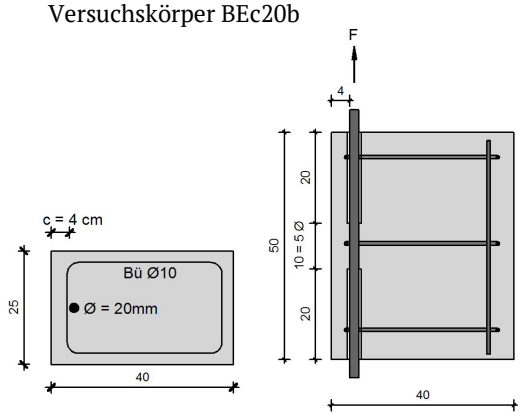
Versuchskörper BEc20a



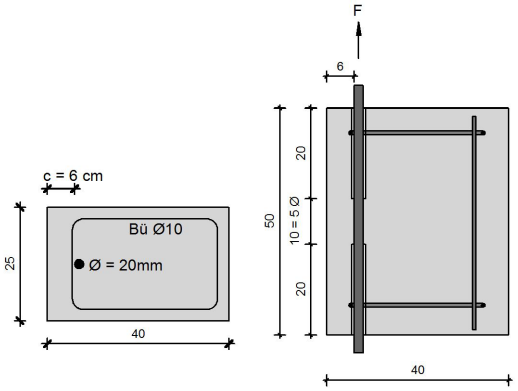
Versuchskörper BEc20b



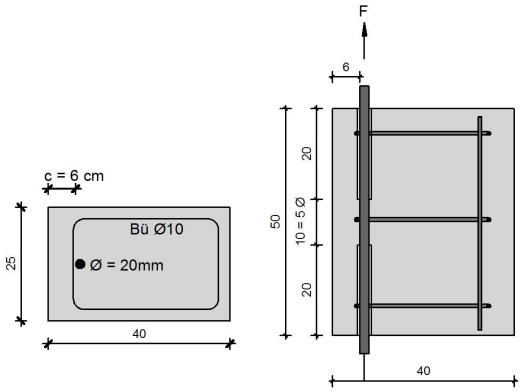
Versuchskörper BEc40a; BEc40a25/30; BEc40a45/55



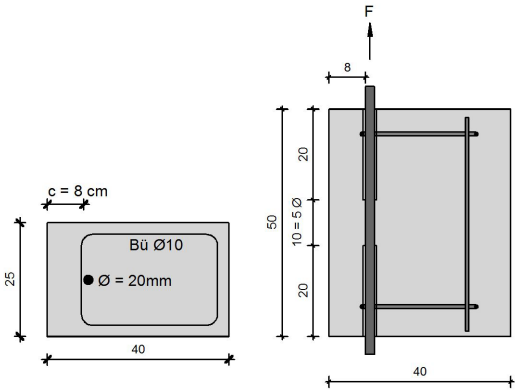
Versuchskörper BEc40b



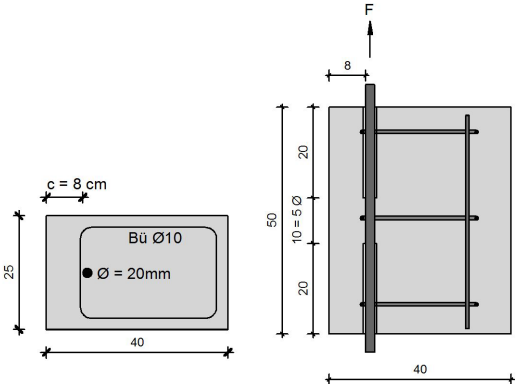
Versuchskörper BEc60a



Versuchskörper BEc60b



Versuchskörper BEc80a



Versuchskörper BEc80b

Bild 4-1: Übersicht der Versuchskörper

4.3 Materialkennwerte

4.3.1 **Beton**

Für den Beton wurde vornehmlich eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 50 N/mm² angestrebt, etwa entsprechend einem C35/45. Des Weiteren sollte der Beton den Anforderungen der ZTV-ING genügen. Zusätzlich wurden zum Vergleich Versuchskörper mit mittleren Würfeldruckfestigkeiten von 35 N/mm² (BEc40a2530) und 60 N/mm² (BEc40a4555) hergestellt. Die Eigenschaften der Frischbetone am Tag des Betonierens können in Abhängigkeit von den angestrebten Zielfestigkeiten dem *Anhang A.5* entnommen werden.

Zur Herstellung aller Prüfkörper wurden insgesamt vier Betonchargen benötigt (*vgl. Anhang A.6*).

Pro Charge wurden zeitgleich folgende Prüfkörper hergestellt:

- 9 Betonzylinder
  Φ / h = 150 mm / 300 mm
- 15 Betonwürfel
  b / h / t = 150 mm / 150 mm / 150 mm

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

Ermittlung der Festbetoneigenschaften

Bei der Ermittlung der Festbetoneigenschaften wurden folgende Normen zugrunde gelegt:

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

In *Tabelle 4-2* sind die Ergebnisse aus der Prüfung der Festbetoneigenschaften der jeweiligen Chargen dargestellt. Bei den angegebenen Werten handelt es sich um die Mittelwerte der Festigkeiten. Die Werte in Klammern geben die zeitliche Festigkeitsentwicklung der Proben an.

4.3.2 **Betonstahl**

In den Versuchen wurden ausschließlich Betonstähle BSt 500 verwendet. Die jeweiligen Bewehrungsstäbe mit verschiedenem Durchmesser entstammten einer Charge. Die bezogene Rippenfläche der Stäbe Ø20 wurde mit f_r = 0,056 als garantierter Mindestwert auf dem Lieferschein angegeben. Die Betonstahlkennwerte wurden für den Stabdurchmesser 20 mm an drei Prüfkörpern gemäß DIN EN ISO 6892-1 bestimmt. Ermittelt wurden die 0,2% Dehngrenze $f_{y,0,2}$, die Zugfestigkeit f_t sowie der Elastizitätsmodul E_s. Die Ergebnisse der einzelnen Proben sowie der Mittelwerte sind *Tabelle 4-3* zu entnehmen.

Tabelle 4-2: Festbetoneigenschaften am Versuchstag (Festigkeitsentwicklung in Klammern dargestellt)

Charge	Versuchskörper	$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm²]
1	BEc20a, BEc40a, BEc60a, BEc80a,	52,55 / 36 d (43,35 / 7 d 48,10 / 14 d 50,46 / 21 d 51,35 / 28 d)	3,36 /36 d (3,18 / 28 d)
2	BEc20b, BEc40b, BEc60b, BEc80b	50,16 / 30d (40,31 / 7d 45,04 / 14 d 47,60 / 21 d 49,69 / 28 d)	3,19 / 30 d (3,10 / 28 d)
3	BEc40a2530	34,18 / 28d (24,50 / 7d 26,69 / 14 d 30,71 / 21 d)	2,05 / 28 d
4	BEc40a4555	60,24 / 28d (48,21 / 7d 53,36 / 14 d 57,79 / 21 d)	3,66 / 28 d

Tabelle 4-3: Materialkennwerte BSt Ø20

Probe	F_u [kN]	$f_{y,0,2}$ [N/mm²]	f_t [N/mm²]	E_s [N/mm²]
1	203,9	520,9	648,9	215159
2	203,2	535,9	646,7	208636
3	204,8	526,7	651,8	210839
Mittelwerte		$f_{ym,0,2}$ [N/mm²]	f_{tm} [N/mm²]	E_{sm} [N/mm²]
		527,8	649,1	211545

Zur Messung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung wurden DD1 (HBM) Dehnungsaufnehmer mittels einer Klemmvorrichtung auf den Proben befestigt. Da die Dehnungsaufnehmer nur einen Nennmessbereich von +/-2,5mm haben, mussten diese vor Erreichen der Bruchdehnung abgenommen werden. Die so ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien der Betonstähle können dem *Anhang A.7* entnommen werden.

4.4 Herstellung der Versuchskörper

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

Um „gute Verbundbedingungen“ nach *DIN EN 1992-2* voraussetzten zu können, lagen die Bewehrungsstäbe, deren Verbundverhalten untersucht wurde, während des Betoniervorgangs unten. Die Unterbrechung des Verbundes im Bereich der verbundfreien Länge wurde mittels Kunststoffhüllrohren gewährleistet, die über die Bewehrungsstäbe geschoben und mittels Silikondichtmasse abgedichtet wurden (*vgl. Bild 4-2*).

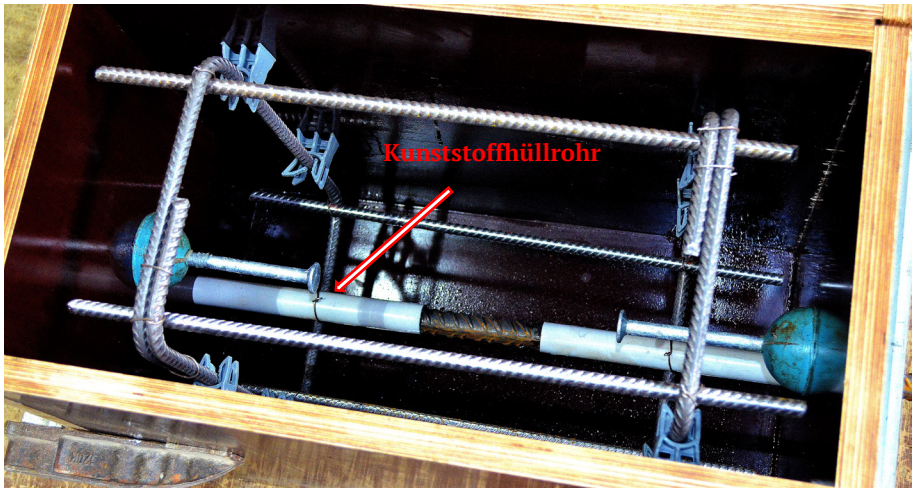


Bild 4-2: Schalung und Bewehrungskorb des Versuchskörpers BEc80a

4.5 Beschreibung des Versuchsstands

Alle Versuche in Form von Beam-End Tests wurden in einer Viersäulen –Universalprüfmaschine der Firma Schenk (Prüflast +/- 630 kN) durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist in Bild *4-3* zu sehen. Mittels einer Stahlkonstruktion wurden die Versuchskörper in der Prüfmaschine fixiert und stehend durch eine vertikal gerichtete Zugkraft belastet. An der Oberseite des Versuchskörpers greift zum einen die Prüfkraft an, zum anderen wirkt eine vertikale Auflagerkraft, die durch eine abgespannte Traverse zurückverankert wird. Die Aufnahme der vertikalen Lagerreaktion erfolgt über Lagerplatten der Stahlkonstruktion. Das Versatzmoment aus den vertikalen Kräften wird durch 2 horizontale Auflager aufgenommen.

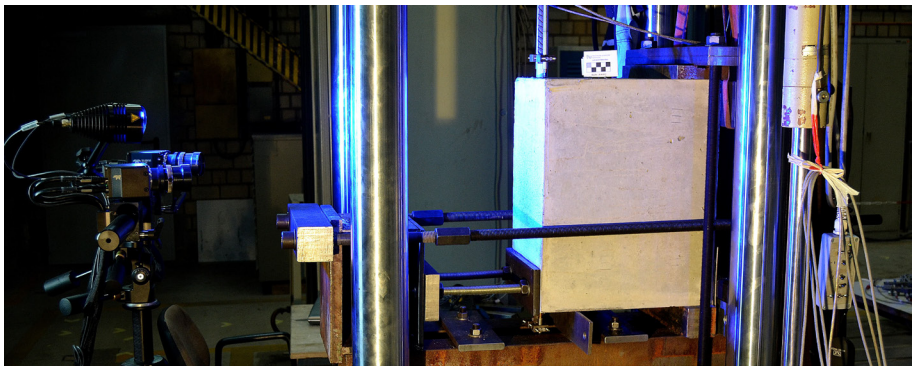


Bild 4-3: Prüfkörper (BEc20b) im Versuchsstand (Lasteinleitung vertikal gezogen)

4.6 Messtechnik

4.6.1 Allgemeines

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

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

4.6.2 Schlupfmessung

Die Messung der Verschiebung (Schlupf) des Bewehrungsstabes gegenüber dem Betonkörper erfolgte sowohl am belasteten als auch am unbelasteten Stabende und wurde mit jeweils zwei induktiven Wegaufnehmern aufgezeichnet (*vgl. Bild 4-4*). Die Wegaufnehmer wurden bei allen Versuchen in einem definierten Abstand von 40 mm von der Betonoberfläche am Bewehrungsstab befestigt.

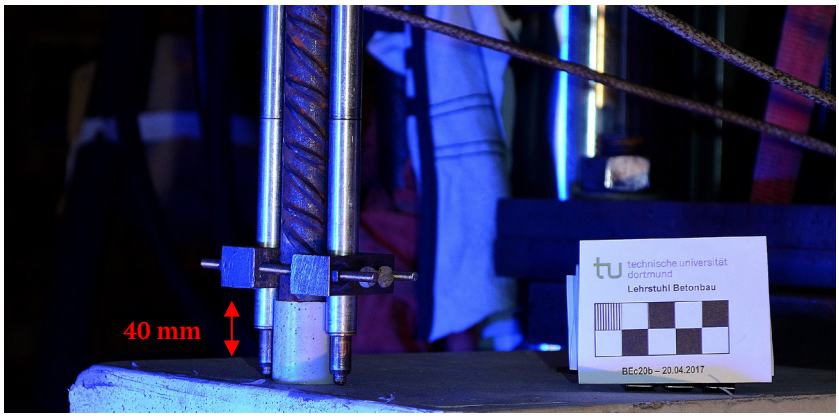


Bild 4-4: Anordnung der induktiven Wegaufnehmer am belasteten Stabende

4.6.3 **Aufzeichnung der Rissentwicklung**

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

Bei der eingesetzten Messtechnik handelte es sich um das System ARAMIS der Firma GOM – Gesellschaft für optische Messtechnik aus Braunschweig. Das System ARAMIS ist ein flächiges Messverfahren. Auf den zuvor weiß gestrichenen Prüfkörper wird mit schwarzer Farbe ein Zufallsmuster aufgebracht. Bei der Auswertung der Aufnahmen aus der Messung wird anschließend programmintern ein enges Raster über den Messbereich gelegt. Die Auswertungssoftware kann dann anhand der Grauwerte und Musterverläufe in den einzelnen Quadranten des Rasters die Rasterpunkte auf jeder Aufnahme eindeutig identifizieren und die Verschiebungen zwischen diesen Punkten berechnen. Während des Versuchs werden von zwei feststehenden Kameras Bilder des Messfeldes aufgenommen und zusammen mit Informationen wie beispielsweise die zugehörige Pressenkraft abgespeichert.

Das Messfeld wurde auf der Betonoberfläche im Verbundbereich angelegt. Es umfasste die gesamte Prüfkörperbreite von 25 cm und hatte eine Länge von ca. 37,5 cm. Die Lage des Messfeldes ist in *Bild 4-5* dargestellt.

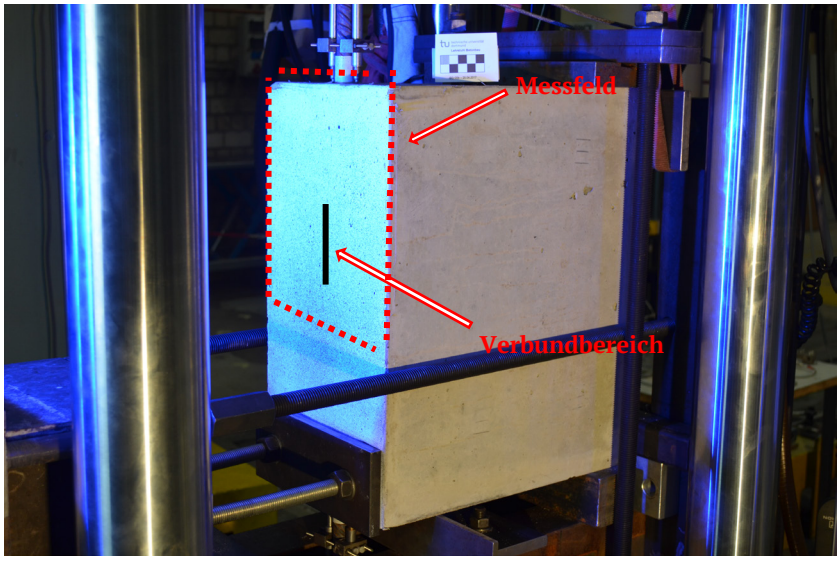


Bild 4-5: Lage des Messfeldes für die optische Messung

4.7 Versuchsdurchführung

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

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

4.8 Versuchsergebnisse

4.8.1 **Verbundspannungs-Schlupf Beziehungen**

Für die Beurteilung von Verbundversuchen werden nach *Sippel 2022* folgende Bewertungskriterien vorgeschlagen:

$$\tau_{0,1}(\emptyset) \geq 12 \cdot \emptyset^{-0,3} \qquad (4.2)$$

$$\tau_{max}(\emptyset) \geq 20 \cdot \emptyset^{-0,3} \qquad (4.3)$$

Diese Kriterien müssen in den Versuchen erfüllt sein und stellen die Mindestverbundfestigkeitswerte für Betonstahl dar, die den Anforderungen an die Oberflächengeometrie und der damit verbundene Rippenfläche genügen. Dabei werden die Werte von zwei Punkten auf der Verbundspannung-Schlupf-Kurve berücksichtigt: Die maximale Verbundspannung τ_{max} und die Verbundspannung $\tau_{0.1}$ gemessen bei einem Schlupfwert von s=0,1mm. Liegt die im Versuch gemessene Verbundspannung über diesen Werten, kann von einer Eignung des Betonstahls ausgegangen werden Die vorgeschlagenen Verbundspannungen wurden in den hier beschriebenen Beam-End Versuchen erreicht.

Bei den in *Tabelle 4-4* angegebenen Verbundfestigkeiten τ_b handelt es sich jeweils um die Mittelwerte (Mittelwert der Verbundspannung für die zugehörigen Schlupfwerte von 0,01 mm, 0,10 mm, 0,15 mm und 1,00 mm am belasteten und unbelasteten Stabende) der Beam-End Versuchsserien. Die Einzelwerte sowie die Verbundspannungsschlupfkurven aller Versuche können dem *Anhang A.2* entnommen werden.

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

Da die tatsächlichen Würfeldruckfestigkeiten der Chargen 1 und 2 mit 52,55 N/mm² bzw. 50,16 N/mm² von der angestrebten Zielfestigkeit (50 N/mm²) abwichen, werden die Verbundspannungen in *Tabelle 4-5* bezogen auf die aus der Druckfestigkeit errechnete Zugfestigkeit (f_{ctm}) normiert angegeben. Die Umrechnung und ein Vergleich mit der an Prüfkörpern ermittelten Spaltzugfestigkeit können dem *Anhang A.8* entnommen werden.

In den *Bildern 4-7* und *4-8* ist im Anfangsbereich der jeweiligen τ_{bm}-s Kurve deutlich der zu Beginn noch wirksame Haftverbund mit s=0 zu erkennen. Nach Zerstörung des Haftverbundes werden mit ansteigender Verbundspannung auch einsetzende und zunehmende Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton gemessen. Der günstige Einfluss aus einer zunehmend größeren Betondeckung ist deutlich zu erkennen.

Was ebenfalls in *Bild 4-6* zu erkennen ist, sind die relativ großen Streuungen bei den Verbundspannungskurven. So ist die Verbundfestigkeit (max. τ_{bm}) bei einer Betonüberdeckung c=2·Ø größer als der entsprechende Versuchswert bei c=3·Ø. Auch das Versagen des Haftverbunds erfolgt

auf sehr unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus. In den *Bildern 4-7* und *4-8* sind zusätzlich die rechnerischen Verbundgesetze sowohl bei Ausziehversagen (MC 1990 A) als auch bei Sprengrissversagen (MC 1990 SP) nach *Model Code1990* aufgetragen. Es ist ersichtlich, dass sich die aus den Versuchen ermittelten Kurven, hinsichtlich des qualitativen Verlaufs, nicht eindeutig einer rechnerischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach *Model Code 1990* zuordnen lassen. Vielmehr handelt es sich bei den Versuchskurven um Mischformen. Die Versuchskurven werden in etwa von den beiden rechnerischen Verläufen eingegrenzt. Die Beurteilung der Versagensart erfolgte bei den durchgeführten Versuchen daher auf Grundlage der Rissbildung. Die maximale Verbundspannung bei einem Sprengrissversgen nach *Model Code 1990* wird nur bei den Versuchskörpern BEc20a und BEc20b (Betondeckung 1Ø) nicht erreicht. Die maximale rechnerische Verbundspannung bei einem Ausziehversagen nach *Model Code 1990* stellte sich ausschließlich in den Versuchen BEc40a (Betondeckung 2Ø), BEc80a (Betondeckung 4Ø) und BEc80b (Betondeckung 4Ø) ein.

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

Tabelle 4-4: Ergebnisse der Beam-End Tests: Mittelwerte der absoluten Verbundspannungswerte

Versuch		Mittelwerte τ_{mi}							
		$\tau_{0,01}$ [N/mm²]	$\tau_{0,10}$ [N/mm²]	$\tau_{0,15}$ [N/mm²]	$\tau_{1,0}$ [N/mm²]	τ_{max} [N/mm²]	$s_{\tau max}$ [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	Versagensart
1Ø	BEc20a	3,31	7,69	8,82	10,54	13,01	0,47	52,55	SP
	BEc20b	2,79	8,48	10,03	9,46	11,50	0,25	50,16	SP
2Ø	BEc40a	3,32	9,32	11,28	17,32	18,07	0,73	52,55	SP
	BEc40b	2,35	6,53	7,69	14,28	14,55	0,81	50,16	SP
3Ø	BEc60a	2,90	7,94	9,72	16,33	17,35	0,68	52,55	SP
	BEc60b	2,65	7,32	8,76	16,96	17,14	1,14	50,16	SP
4Ø	BEc80a	2,90	8,96	11,03	20,05	20,20	0,91	52,55	A
	BEc80b	2,13	4,54	6,03	17,70	18,84	1,49	50,16	A
2Ø	BEc40a25/30	3,16	7,87	9,29	10,55	12,42	0,47	34,18	SP
	BEc40a45/55	2,11	10,77	12,38	19,42	19,92	0,71	60,24	SP

SP: Sprengrissversagen

A: Ausziehversagen

Tabelle 4-5: Ergebnisse der Beam-End Tests: Normierte Verbundspannungen

Versuch		mittlere normierte Verbundspannung (τ_{mi}/f_{ctm})						
		$\tau_{0,01}$ [-]	$\tau_{0,10}$ [-]	$\tau_{0,15}$ [-]	$\tau_{1,0}$ [-]	τ_{max} [-]	$s_{\tau max}$ [mm]	f_{ctm} [N/mm²]
1Ø	BEc20a	0,96	2,22	2,55	3,05	3,76	0,47	3,46
	BEc20b	0,84	2,54	3,00	2,83	3,44	0,25	3,34
2Ø	BEc40a	0,96	2,69	3,26	5,01	5,22	0,73	3,46
	BEc40b	0,70	1,95	2,38	4,28	4,36	0,81	3,34
3Ø	BEc60a	0,84	2,29	2,81	4,72	5,01	0,68	3,46
	BEc60b	0,79	2,19	2,62	5,08	5,13	1,14	3,34
4Ø	BEc80a	0,84	2,59	3,19	5,79	5,84	0,91	3,46
	BEc80b	0,64	1,36	1,81	5,30	5,64	1,49	3,34

a: ohne Querbewehrung im Verbundbereich

b: mit Querbewehrung im Verbundbereich

$\tau_{0,01}$: Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,01 mm

$\tau_{0,10}$: Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,10 mm

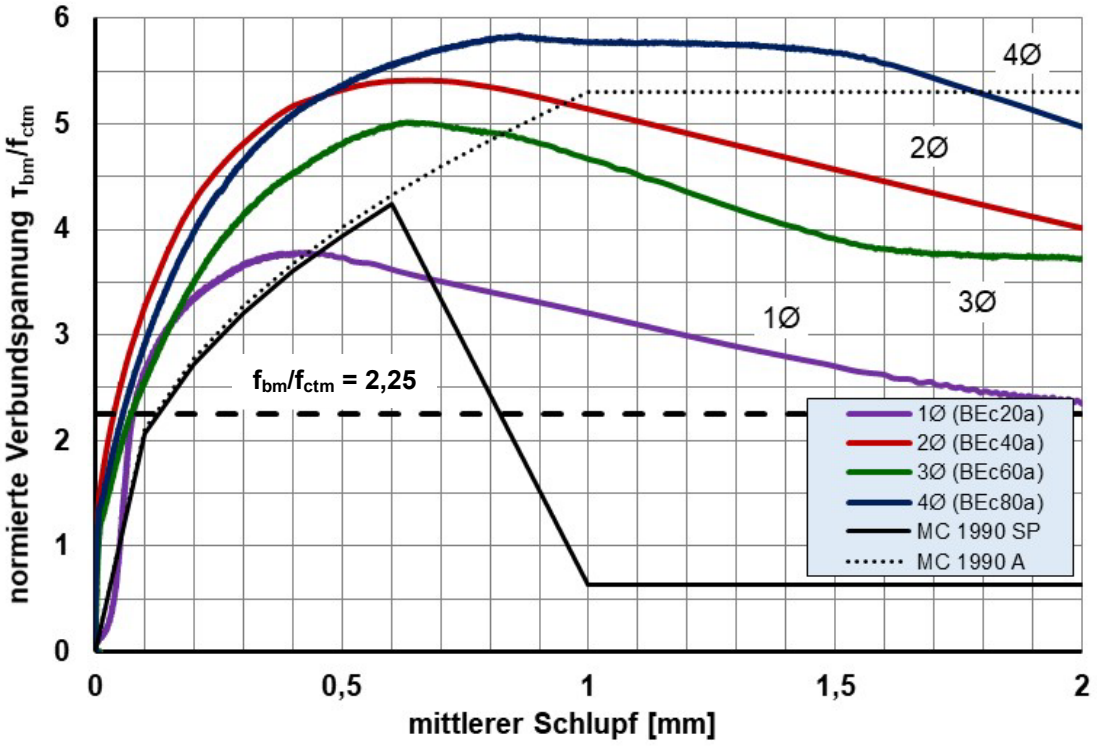
$\tau_{0,15}$: Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,15 mm

$\tau_{1,00}$: Verbundspannung bei einem Schlupf von 1,00 mm

τ_{max}: maximale Verbundspannung

4.8.2 **Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit**

Zur Beurteilung des Verbundverhaltens eines Bewehrungsstabes wird in *RILEM 1994* empfohlen als Kriterium die Verbundspannung τ_m und τ_{max} heranzuziehen mit $\tau_m = (\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_{1,0})/3$. Die Verbundfestigkeit und die Betondruckfestigkeit stehen in einem direkten nichtlinearen Zusammenhang. In den durchgeführten Versuchen ist die zugehörige Verbundfestigkeit τ_m ungefähr proportional zu $f_{cm}^{0,6}$. Bei Erreichen der maximalen Verbundspannung als Verbundfestigkeit kann die Relation zwischen Verbundfestigkeit und mittlerer Würfeldruckfestigkeit f_{cm} annähernd durch $\tau_{max} = f_{cm}^{0,74}$ beschrieben werden. Diese Abhängigkeiten sind in *Bild 4-8* dargestellt.



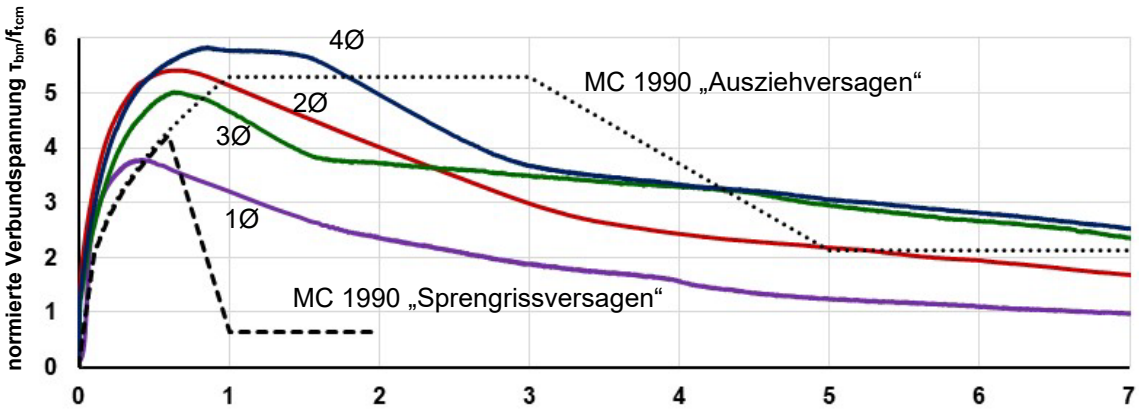
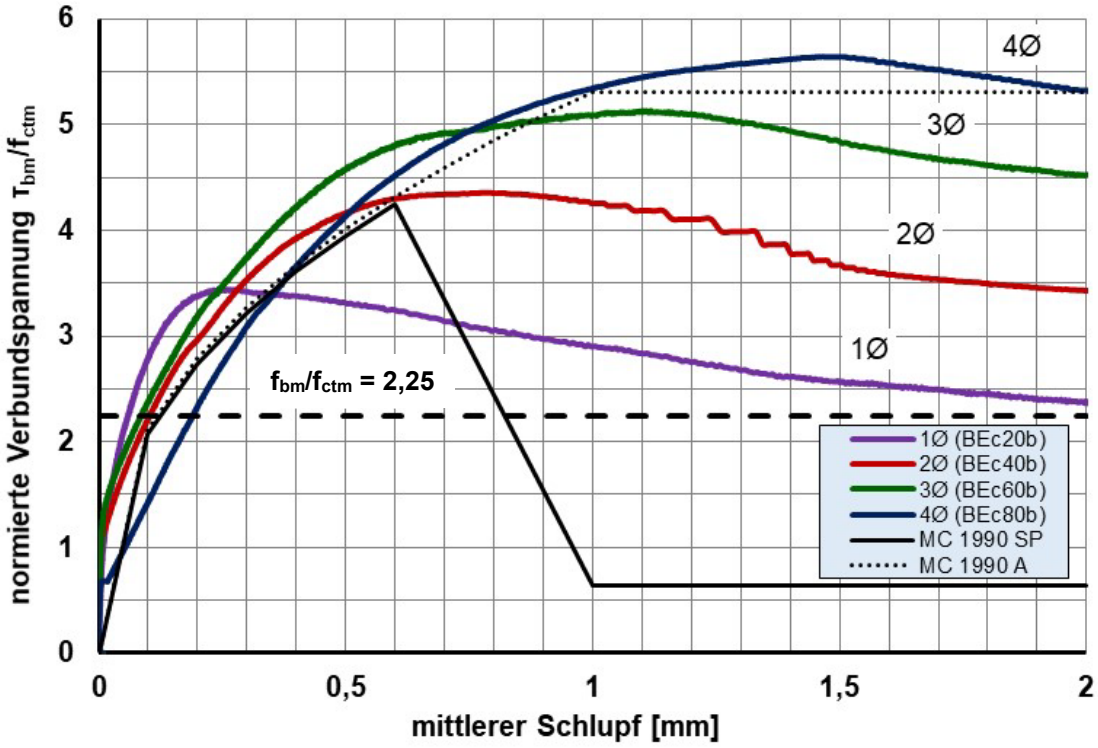


Bild 4-6: Gegenüberstellung der Verbundspannungs-Schlupf Kurven der Versuchskörper ohne Querbewehrung im Verbundbereich



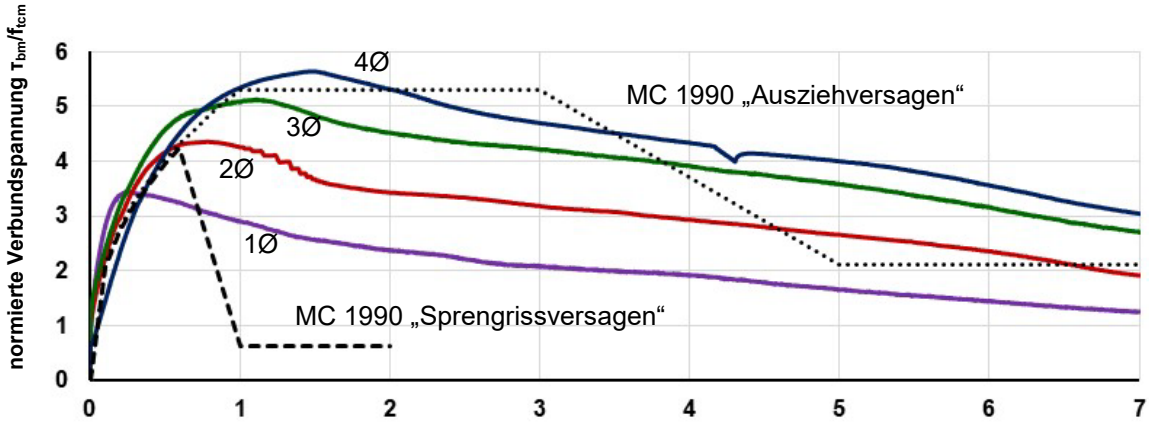


Bild 4-7: Gegenüberstellung der Verbundspannungs-Schlupf Kurven der Versuchskörper mit Querbewehrung im Verbundbereich

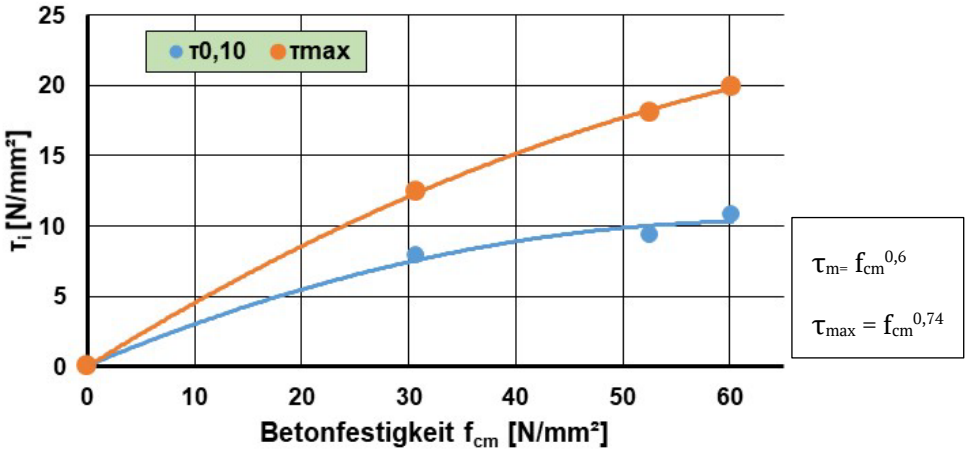


Bild 4-8: Verbundfestigkeit τ_m und τ_{max} in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit

4.8.3 **Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit**

Mit zunehmender Betondeckung konnten in der Tendenz höhere Verbundfestigkeiten beobachtet werden. In *DIN EN 1992-1-1* ist der Wert c_d als Minimum aus Betondeckung zur Betonoberfläche und halbem Stababstand definiert. Bei der Ermittlung der erforderlichen Verankerungslänge gerader Stäbe wird der Einfluss der Betondeckung nach DIN EN 1992-1-1 über den Faktor α_2 (α_2=1-0,15[c_d-Ø]/Ø) berücksichtigt. Anhand der *Bilder 4-10* bis *4-13* ist erkennbar, dass die Verbesserung der Verbundwirkung infolge einer höheren Betondeckung in den Versuchen durch die Definition von $\alpha_{2,mod}$ ($\alpha_{2,mod}$=1+0,15[c_d-Ø]/Ø) in der Tendenz richtig abgebildet werden kann. Die Funktion von $\alpha_{2,EC}$ beschreibt hierbei die Steigerung der Verbundfestigkeit infolge einer zunehmenden Betondeckung. Die Versuchsergebnisse werden in den Diagrammen jeweils auf die Mittelwerte $\tau_{m,c=1Ø}$ und $\tau_{max,c=1Ø}$ der Versuchskörper mit der Betondeckung c = 1Ø bezogen.

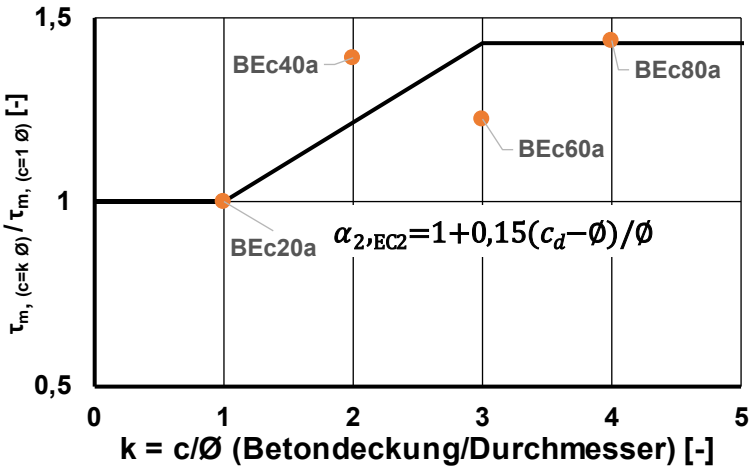


Bild 4-9: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit bezogen auf τ_m (ohne Querbewehrung)

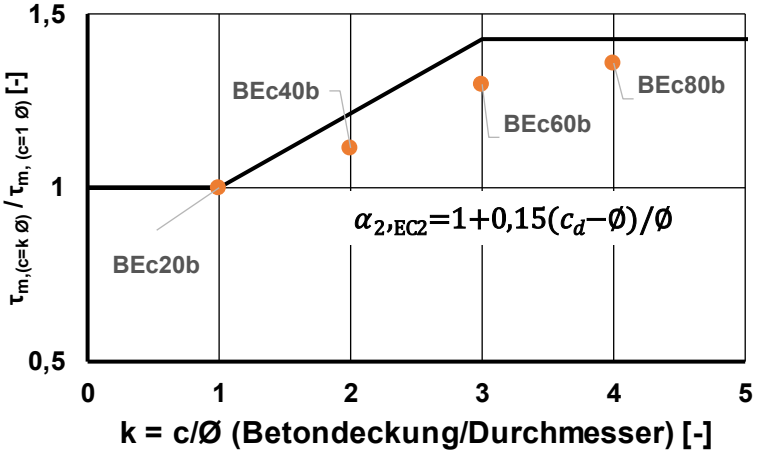


Bild 4-10: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit τ_m (mit Querbewehrung)

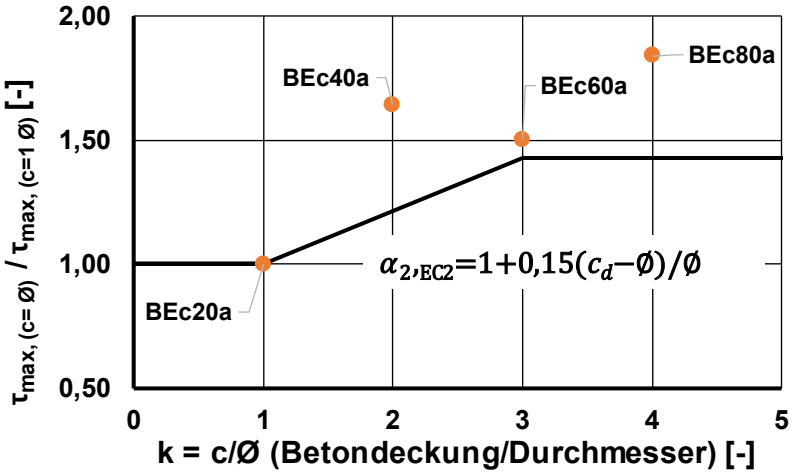


Bild 4-11: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit bezogen auf τ_{max} (ohne Querbewehrung)

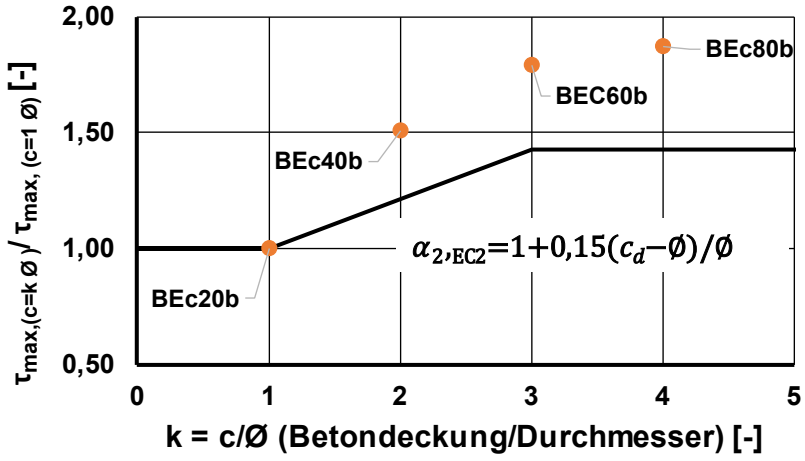


Bild 4-12: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit τ_{max} (mit Querbewehrung)

4.8.4 Rissverhalten

Rissverlauf

Zunächst bildete sich bei allen Versuchen ein Riss am unbelasteten Ende der Verbundlänge l_b orthogonal zum Bewehrungsstab (*vgl. Bild 4-13, Riss 1*). Bei Laststeigerung entstand dann infolge der Ringzugspannungen ein Spaltriss parallel zum Bewehrungsstab vom unbelasteten Ende des Verbundbereiches bis zur Vorderkante des Versuchskörpers (*vgl. Bild 4-13, Riss* 2). Der Querriss verlief auf den Seitenflächen diagonal in Richtung der Vorderkante des Versuchskörpers. Des Weiteren entstanden diagonale Risse auf der Oberseite des Versuchskörpers in Richtung des hinteren Auflagers (*vgl. Bild 4-13, Riss 3*).

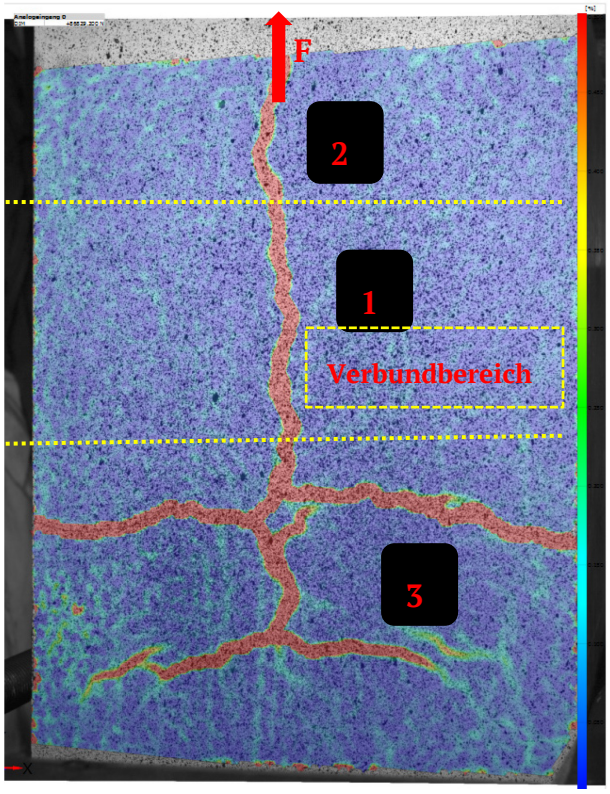


Bild 4-13: exemplarisches Rissbild (BEc80b) Beam-End Tests; Draufsicht

Rissbreiten

In den *Tabellen 4-8* und *4-9* sind die maximalen Rissbreiten der Längs- und Querrisse zum Zeitpunkt der maximalen gemessenen Verbundspannung (≙Verbundfestigkeit) sowie für den Nachbruchbereich dargestellt. Eine Übersicht über die genaue Rissverteilung und Entwicklung kann dem Anhang entnommen werden.

Insgesamt ist festzustellen, dass in allen Versuchen bis zum Bruch sowohl für die Längs- als auch für die Querrisse nur sehr geringe Rissbreiten gemessen werden konnten. Die maximale, gemessen Längsrissbreite betrug bis zum Bruch 0,112 mm (BEc40a). Für den Querriss war eine Breite

von 0,107 mm (BEc60b) festzustellen. Mit größerer Betondeckung wurden die Querrissbreiten gegenüber den Längsrissbreiten maßgebend. Der Einfluss der Querbewehrung hinsichtlich der Längsrissbreiten im Nachbruchbereich war bei den Versuchskörpern mit einer Betondeckung von 60 mm (3Ø) und 80 mm (4Ø) deutlich zu erkennen. Auf die Längsrissbildung bis zum Erreichen der maximalen Verbundfestigkeit, schien die Querbewehrung hingegen keinen Einfluss zu haben.

Tabelle 4-6: Rissbreiten der Längs- und Querrisse bei maximaler Verbundfestigkeit

Versuch		$w_{maxF,längs}$ [mm]	$w_{maxF,quer}$ [mm]
1Ø	BEc20a	0,108	0,061
	BEc20b	0,075	0,040
2Ø	BEc40a	0,112	0,055
	BEc40b	0,096	0,052
3Ø	BEc60a	0,044	0,030
	BEc60b	0,061	0,107
4Ø	BEc80a	0,042	0,0
	BEc80b	0,032	0,085

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

Tabelle 4-7: maximalen Rissbreiten der Längs- und Querrisse (Nachbruchbereich)

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

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

4.8.5 Einfluss einer nicht angeschweißten Querbewehrung

Eine Steigerung der Verbundfestigkeit infolge der angeordneten Querbewehrung im Verbundbereich war nicht erkennbar. Infolge der Querbewehrung unterschieden sich allerdings das Rissverhalten sowie das Versagensverhalten bzw. Nachbruchverhalten infolge Spaltrissbildung. Während die Versuchskörper ohne Querbewehrung sehr schlagartig/spröde versagten, konnte für Versuchskörper mit Querbewehrung, unabhängig von der Größe der Betondeckung, ein duktileres Versagen mit unterschiedlichem Rissbild beobachtet werden (*vgl*. *Bild 4-14*).

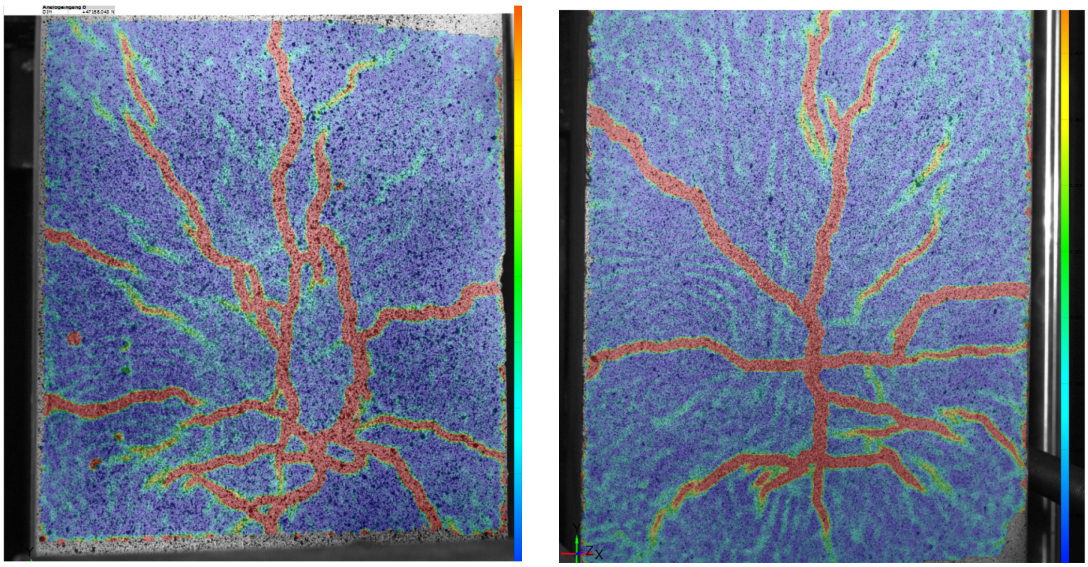


Bild 4-14: Vergleich der Rissbildung im Bruchzustand, BEc20a (links) und BEc20b (rechts)

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

4.8.6 Verbundspannung nach EN 1992-1-1

Nach *EN 1992-1-1* definiert sich die Verbundfestigkeit f_{bd} in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser(32mm<Ø≤32mm), dem Bemessungswert der Betonzugfestigkeit f_{ctd} und der Qualität der Verbundbedingung infolge der Lage beim Betonieren. Einflussfaktoren wie beispielweise die Betondeckung und der Querbewehrungsgrad fließen nicht unmittelbar in die Berechnung der Verbundfestigkeit nach *EN 1992-1-1* ein, sondern werden durch die Multiplikation mit den Beiwerten α_2 und α_3 beim Bemessungswert l_{bd} der Verankerungslänge berücksichtigt (*Lindorf 2010*).

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

4.8.7 **Zusammenfassung, Wertung**

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

- Mit zunehmender Betondeckung stellte sich erwartungsgemäß eine höhere Verbundfestigkeit ein, sofern Spaltrissversagen maßgebend ist.

- Die Verbundfestigkeit war bei kleinem Schlupf (0,1 mm) näherungsweise proportional zu $f_{cm}^{0,6}$ und bei maximaler Verbundspannung proportional zu $f_{cm}^{0,74}$, wobei die großen Streuungen zu beachten sind.

- Die Anordnung einer Bügelbewehrung als nicht angeschweißte Querbewehrung führte nicht zu höheren Verbundspannungen beeinflusste jedoch das Nachbruchverhalten der Verbunds-Spannungs-Schlupf-Beziehung günstig. Das Verbundversagen wurde dadurch deutlich duktiler

- Die gemessenen Verbundfestigkeiten aller Versuche lagen deutlich über dem Mittelwert der Verbundfestigkeit nach *EN 1992-1-1*. Die Mittelwerte nach Norm entsprachen am ehesten den Versuchsergebnissen der Versuche mit kleiner Betondeckung. Aufgrund der kurzen Verbundlänge im Versuch sind die Verbundfestigkeiten relativ großen Streuungen unterworfen. Sie sind dadurch nicht unmittelbar mit dem Mittelwert der Verbundfestigkeit nach *EN 1992-1-1* für Verankerungs- und Übergreifungslängen vergleichbar.

- Eine Längsrissbildung begrenzt die maximalen Verbundkräfte

5 Spezifische Versuche für Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur – eigene Versuche an der TU Dortmund

5.1 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen

5.1.1 Definition der Randbedingungen

Wie in *Kapitel 3.2.2* erläutert, enthalten *DIN EN 1992*-2 sowie *DIN EN 1992-2/NA* im Detail unterschiedliche Ansätze für die Bestimmung von α_2 sowie α_6. Hinsichtlich der Auswirkungen dieser Unterschiede wurde das Tragverhalten von Übergreifungsstößen im Bruchzustand und auf Gebrauchsniveau (Rissbreiten an den Stoßenden) durch eine systematische Variation der Parameter α_2 und α_6 bei der Auslegung der Versuchsbauteile experimentell untersucht.

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

Das Versuchsprogramm umfasste zehn 4-Punkt-Biegeversuche, wobei die Übergreifungsstöße im Bereich der konstanten Momentenbeanspruchung angeordnet waren. Im Vordergrund stand neben der Tragfähigkeit die Dokumentation der Rissbreitenentwicklung. Zusätzlich wurden das Verformungsverhalten, der Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich und der Schlupf am Stoßende messtechnisch erfasst. Das vollständige Versuchsprogramm ist in *Tabelle 5-1* und in *Bild 5-2* dargestellt.

Maßgebende Kenngröße ist die max. übertragbare Spannung σ_{su} in der Bewehrung beim Versagen des Stoßes. Die Einflussfaktoren α_2 sowie $\alpha_6$wurden bei der Auslegung der Versuchsbalken gemäß *DIN EN 1992-2* angesetzt.

5.1.2 Wahl der Prüfkörperabmessungen

Alle Versuchsträger wurden mit Querschnittsabmessungen von b/h = 40/60 cm hergestellt. Der Querschnitt war so dimensioniert, dass die vorab experimentell an Proben bestimmte Streckgrenze der Biegebewehrung erreicht werden kann ohne, dass ein Versagen der Betondruckzone zu erwarten ist. Die Querbewehrung (Ø10) wurde entsprechend den Regeln der konstruktiven Durchbildung nach *DIN EN 1992-2* eingebaut. Eine Verbügelung im Stoßbereich war nicht vorgesehen, da die Versuchskörper den Ausschnitt eines flächigen plattenartigen Bauteils repräsentieren sollten. Die im Stoßbereich angeordnete Querbewehrung (Ø10) wurde daher an den Betonseitenflächen mittels Ankerplatten verankert (*vgl. Bild 5-1*), um das Tragverhalten eines Streifens innerhalb einer großen Platte zu simulieren.

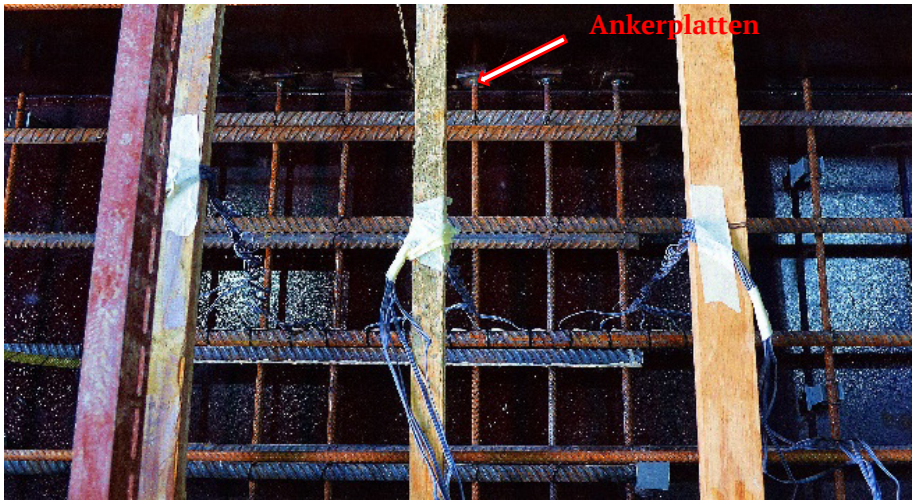


Bild 5-1: Verankerung der Querbewehrung im Stoßbereich (B3)

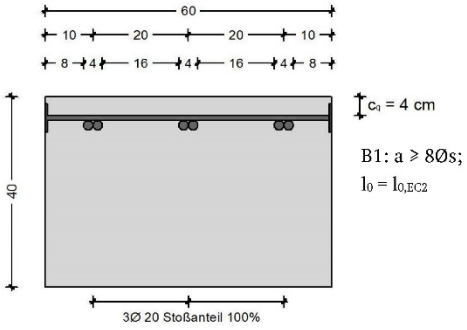
Tabelle 5-1: Versuchsprogramm 4-Punkt-Biegeversuche (Übergreifungslänge l_0 auf Grundlage Mittelwert Verbundfestigkeit f_{bm})

Versuch	$Ø_s$ [mm]	c_l [1)] [mm]	α_2	α_6	l_0 [cm]	Stoßanteil	lichter Stababstand	Betonfestigkeit	Verbundbedingungen
B1	20	50	0,775	1,5	35,1	100%	a = 16 cm ⩾ 8Øs	C 35/45	gut
B2							a = 11 cm < 8Øs		
B3				2,0	46,8				
B4				2,5	58,5				
B5		20	1,0	1,5	45,3				
B6		50	0,775	1,4	32,8	50%			
B7	12	50	0,70	1,5	19,0	100%	a = 7,6 cm < 8Øs		
B8	28		0,90		57,1		a = 9,5 cm < 8Øs		
B9	20	80	0,74		33,5		a = 11 cm < 8Øs		
B10[2)]		50	0,775	1,4	32,8	50%			

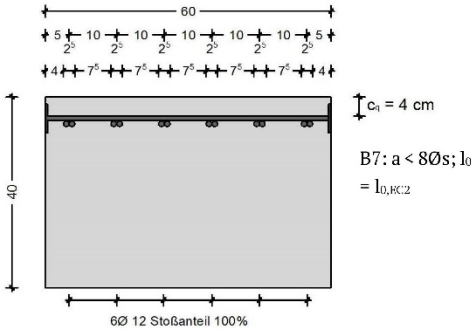
[1)] Betondeckung der Längsbewehrung

[2)] 2-Lagen Stoß

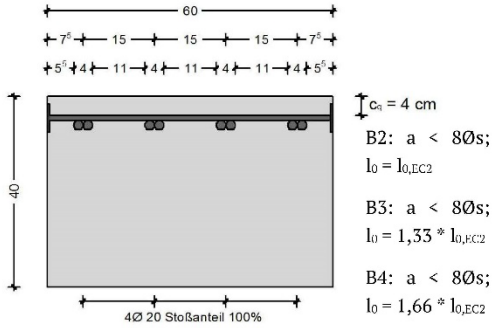
Eine ausführliche Übersicht der geometrischen Randbedingungen der einzelnen Versuchskörper ist dem *Bild* 5-2 zu entnehmen.



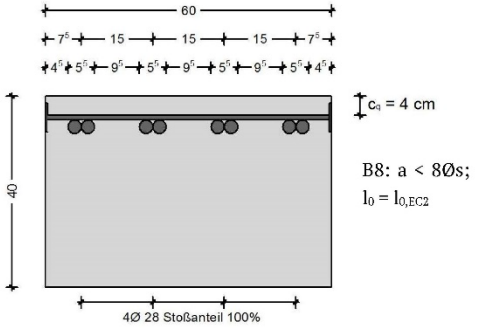
Querschnittsparameter Versuch B1



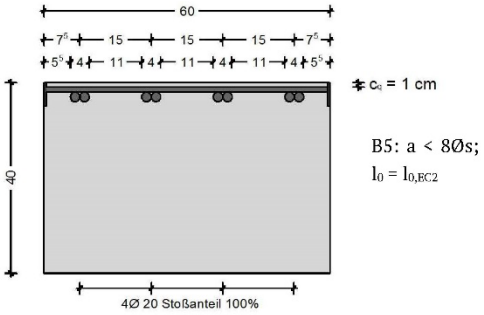
Querschnittsparameter Versuch B7



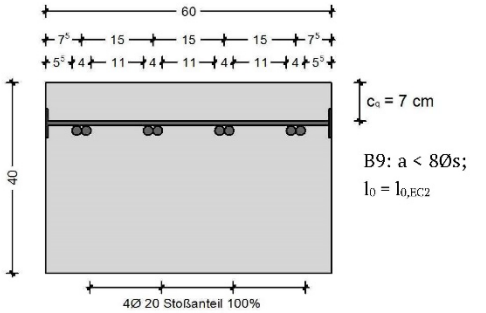
Querschnittsparameter Versuch B2, B3, B4



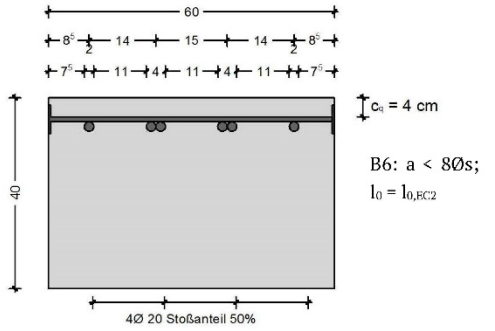
Querschnittsparameter Versuch B8



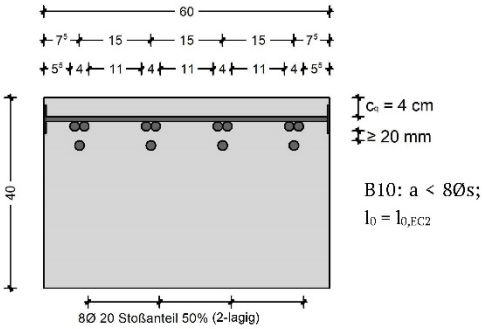
Querschnittsparameter Versuch B5



Querschnittsparameter Versuch B9



Querschnittsparameter Versuch B6



Querschnittsparameter Versuch B10

Bild 5-2: Querschnittsparameter Versuchskörper B1 – B10

Der nach *DIN EN 1992-2* empfohlene Längsversatz der Stöße mit einem Abstand der Übergreifungsstöße in Längsrichtung von mindestens 0,3·l_0 wurde im Rahmen des Versuchsprogramms nicht untersucht. In allen Versuchen wurden Stöße getestet, in denen alle Längsstäbe in einem Querschnitt zu 100% gestoßen wurden.

Die Versuchsträger hatten eine Gesamtlänge von 5,60 m. Die Spannweite zwischen den Auflagern betrug 2,50 m, sodass der Abstand der Auflager zum Übergreifungsstoß mindestens dem zweifachen der Nutzhöhe d entsprach. Die Abmessung der Lasteinleitungsplatten (*vgl. Bild 5-3*) betrug b/h/t = 300/150/40 mm. Die Auflagerplatten an der Trägerunterseite wurden mit b/h/t = 100/600/20 mm ausgebildet.

Um ein vorzeitiges Querkraftversagen ausschließen zu können, wurde in den Kragarmbereichen aller Träger eine Bügelbewehrung Ø10/12,5 cm angeordnet.

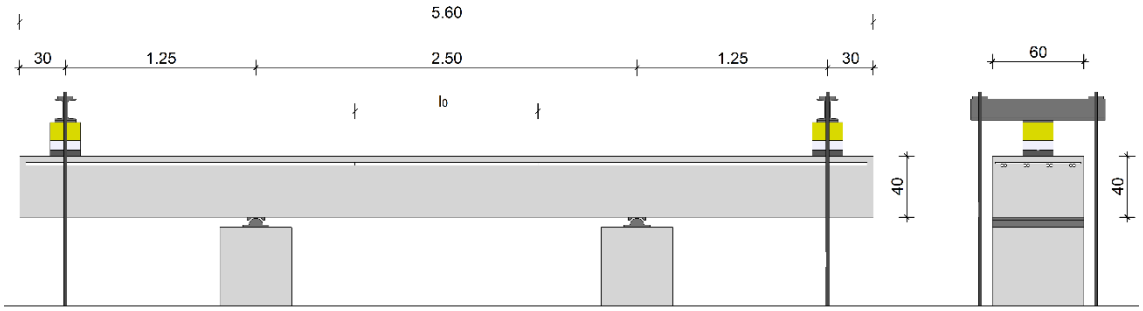


Bild 5-3: Schematische Übersicht des Versuchsaufbaus und der Balkenabmessungen

5.1.3 **Vordimensionierung der kombinierten Übergreifungsstöße**

Die Bemessung der Stöße für die Versuche erfolgte grundsätzlich mit den Mittelwerten der Verbundfestigkeit f_{bm}. So wurden die Übergreifungslängen wie folgt nach *DIN EN 1992-2* bestimmt:

Bemessungswert:

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \qquad (5.1)$$

mit:

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

$\eta_2 = 1{,}0$ für Ø≤ 32 mm

$$f_{ctd} = a_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \qquad (5.2)$$

mit: $a_{ct} = 1{,}0$

folgt daraus der Bemessungswert zu

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \qquad (5.3)$$

Charakteristischer Wert:

$$f_{bk} = 2{,}25 \cdot f_{ctk;0,05} \qquad (5.4)$$

Mittelwert:

$$f_{bm} = 2{,}25 \cdot f_{ctm} \qquad (5.5)$$

Die Auswertungen für normativen Ansätze in *Kapitel 3.2.2* haben gezeigt, dass sich im Wesentlichen die Faktoren α_2 (Betondeckung) und α_6 (Stoßanteil, lichter seitlicher Stababstand [a < 8Ø oder a ⩾ 8Ø]) als maßgeblich für die erforderliche Übergreifungslänge erwiesen haben. Bei geraden Stabenden gilt $\alpha_1 = 1{,}0$ und bei fehlender Querpressung wird α_5 ebenfalls zu 1,0 gesetzt. Der Faktor für die Querbewehrung soll hier nicht weiter untersucht werden ($\alpha_3 = 1{,}0$). Daher reduzierte sich das Nachweisformat für die erforderliche Übergreifungslänge im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen wie folgt:

$$l_0 = a_2 \cdot a_6 \cdot \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{su,cal}}{f_{bm}} \qquad (5.6)$$

mit:

$$\sigma_{su,cal} = {}^{f_{yk}}/_{\gamma_s} \triangleq f_{yd} = 435 N/mm^2 \qquad (5.7)$$

Die so errechneten Übergreifungslängen sind für die jeweiligen Versuchsträger in *Tabelle 5-2* zusammengefasst. Die Stahlspannungen wurden bewusst nicht mit dem Mittelwert der Fließspannung f_{ym} berücksichtigt, um in jedem Fall ein Versagen des Verbundes zu erzwingen und kein Versagen durch Fließen der Bewehrung.

Tabelle 5-2: Übergreifungslängen auf Basis des Mittelwertniveaus der Verbundfestigkeit f_{bm} nach *EN 1992-1-1*

Ver-such	$Ø_s$ [mm]	$f_{bm,C35/45}$ [MN/m²]	$l_{b,rqd}$ [cm]	α_2 EN 1992-1-1	l_{bd} [cm]	α_6 EN 1992-1-1	l_0 [cm]	α_2 DIN EN 1992-1/NA	α_6 DIN EN 1992-1/NA	l_0 DIN EN 1992-1/NA [cm]
B1	20	7,2	30,2	0,775	23,4	1,5	**35,1**	**1,0**	1,4	42,3
B2									2,0	60,4
B3						1,5·1,33=2,0	**46,8**			
B4						1,5·1,66=2,5	**58,5**			
B5				1,0	30,2	1,5	**45,3**			
B6				0,775	23,4	1,4	**32,8**			
B7	12		18,1	0,70	12,7	1,5	**19,0**		1,4	25,3
B8	28		42,3	0,90	38,1		**57,1**		2,0	84,6
B9	20		30,2	0,74	22,1		**33,5**			60,4
B10				0,775	23,4	1,4	**32,8**			

5.2 Herstellung der Versuchsträger

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



Bild 5-4: Betonage des Trägers B1

Um eindeutig „gute Verbundbedingungen“ nach *DIN EN 1992-2* voraussetzen zu können, lag die Bewehrung, deren Verbundverhalten untersucht wurde, während des Betoniervorgangs unten.

Vor dem Einbau in den Versuchsstand wurden die Versuchsträger um 180° gedreht, um die Rissbildung sowie die Rissbreiten auf der Balkenoberseite unter zunehmender Belastung einfacher dokumentieren zu können.

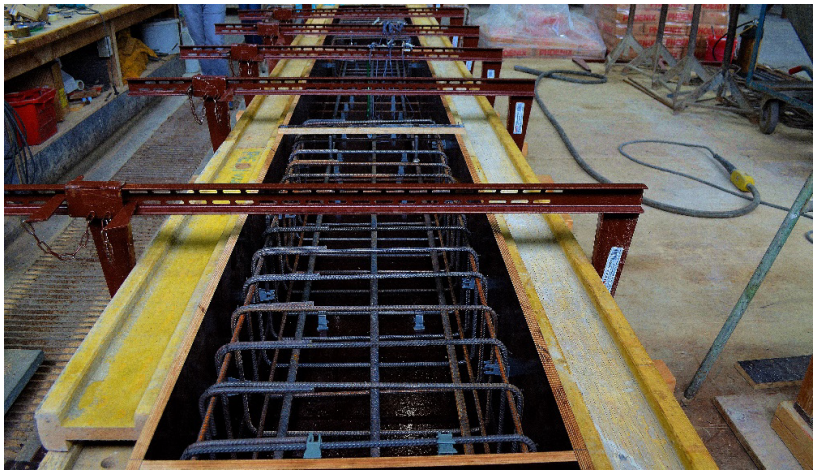


Bild 5-5: Schalung und Bewehrungskorb Träger B1 (die Biegebewehrung liegt bei der Betonage „unten“)

Die Darstellung der Bewehrung der Versuchsträger kann dem *Anhang B14* entnommen werden.

Tabelle 5-3: Mittlere geometrische Abweichung der Versuchsträger

	Geometrische Abweichung [mm]
Trägerlänge	+/- 6
Trägerbreite	+/- 3
Trägerhöhe	+/- 3
Betondeckung	+/- 5
Stababstand (Achse)	+/- 3
lichter Stababstand*	+/- 15
Stoßlänge	+/- 1

* Da bei der Konzipierung der Versuchsträger die Abmessungen der Rippen nicht berücksichtigt wurden, ergaben sich teilweise Abweichungen des lichten Stababstandes von bis 15 mm. Eine Berücksichtigung der Rippenabmessung ist nach EN 1992-1-1 nicht vorgesehen.

Bei der Bewehrungsplanung sollte immer der reale Außendurchmesser berücksichtigt werden, insbesondere bei Knoten, Detailpunkten und hohen Bewehrungsgraden. Der Außendurchmesser $Ø_A$ beträgt in der Regel:$Ø_A \approx 1{,}15Ø_{Nenn}$.

5.2.1 **Wahl von Bewehrung und Beton**

5.2.1.1 Bewehrung

In den Versuchen wurden ausschließlich Betonstähle BSt 500 verwendet. Die jeweiligen Bewehrungsstäbe mit verschiedenem Durchmesser entstammten einer Charge. Die Betonstahlkennwerte der jeweiligen Stabdurchmesser wurden an jeweils drei Prüfkörpern gemäß *DIN EN ISO 6892-1* bestimmt. Ermittelt wurden die 0,2% Dehngrenze $f_{y,0,2}$, die Zugfestigkeit f_t sowie der Elastizitätsmodul E_s. Die Ergebnisse der einzelnen Proben sowie der Mittelwerte sind der *Tabelle 5-4* zu entnehmen.

Tabelle 5-4: Materialkennwerte BSt Ø20 (links) und BSt Ø28 (rechts)

Probe	**F_u [kN]**	**$f_{y,0,2}$ [N/mm²]**	**f_t [N/mm²]**	**E_s [N/mm²]**		**Probe**	**F_u [kN]**	**$f_{y,0,2}$ [N/mm²]**	**f_t [N/mm²]**	**E_s [N/mm²]**
1	203,9	520,9	648,9	215159		1	433,1	585,3	703,4	212372
2	203,2	535,9	646,7	208636		2	434,3	587,1	705,3	219284
3	204,8	526,7	651,8	210839		3	432,5	582,5	702,4	214289
Mittelwerte		**$f_{ym,0,2}$ [N/mm²]**	**f_{tm} [N/mm²]**	**E_{sm} [N/mm²]**		**Mittelwerte**		**$f_{ym,0,2}$ [N/mm²]**	**f_{tm} [N/mm²]**	**E_{sm} [N/mm²]**
		527,8	649,1	211545				585,0	703,7	215315

5.2.1.2 Beton

Für den Beton wurde eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 50 N/mm² am Versuchstag angestrebt, was einem C35/45 entspricht. Des Weiteren sollte der Beton den Anforderungen der ZTV-ING genügen. Um die Aushärtezeit zu verkürzen, kam ein schnell erhärtender Zement mit der Festigkeitsklasse CEM I 42,5 R zum Einsatz. Die Zielfestigkeit nach 28 Tagen wurde auf $f_{cm,cube,28}$ = 54 N/mm² angesetzt. Die Eigenschaften des Frischbetons am Tag des Betonierens kann dem *Anhang B12* entnommen werden.

Zu jedem Versuchsträger wurden zeitgleich folgende Prüfkörper hergestellt:
- 9 Betonzylinder
  Φ / h = 150 mm / 300 mm
- 15 Betonwürfel
  b / h / t = 150 mm / 150 mm / 150 mm

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

Ermittlung der Festbetoneigenschaften

Bei der Ermittlung der Festbetoneigenschaften wurden folgende Normen zugrunde gelegt:
- DIN EN 12390-3:2009
  Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$
- DIN EN 12390-6:2010
  Ermittlung der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$

In *Tabelle 5-5* sind die Ergebnisse aus der Prüfung der Festbetoneigenschaften der jeweiligen Chargen dargestellt. Bei den angegebenen Werten handelt es sich um die Mittelwerte der Festigkeiten.

Tabelle 5-5: Festbetoneigenschaften am Versuchstag

Versuch	$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm²]	Betonierdatum
B1	45,11 / 16 d	3,03 /16 d	24.05.2017
B2	43,63 / 27 d	2,89 /27 d	21.07.2017
B3	40,12 / 23 d	2,60 /23 d	23.08.2017
B4	46,31 / 23 d	3,10 /23 d	11.09.2017
B5	42,64 / 50 d	2,87 / 50 d	27.11.2017
B6	61,87 / 46 d	3,76 / 46 d	22.12.2017
B7	43,24 / 28 d	2,84 / 28 d	12.01.2018
B8	48,52 / 27 d	3,14 / 27 d	26.01.2018
B9	46,67 / 33 d	3,04 / 33 d	02.02.2018
B10	40,70 / 20 d	2,72 / 20 d	21.02.2018

5.3 Versuchsaufbau und Messtechnik

5.3.1 Lagerung der Versuchsträger

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

5.3.2 Anordnung der Pressen

Die Träger wurden mit zwei Hydraulikzylindern für Kräfte bis jeweils 2500 kN in einem Abstand von 5,00 m belastet. Die Lasteinleitung erfolgte im Abstand von 30 cm von den Trägerenden

(*vgl. Bild 5-3*). Die hydraulischen Pressen wurden an Traversen montiert. Diese wurden mit vorgespannten Gewindestangen im Spannfeld verankert. *Bild 5-6* zeigt den Versuchsaufbau exemplarisch für den Träger B2.

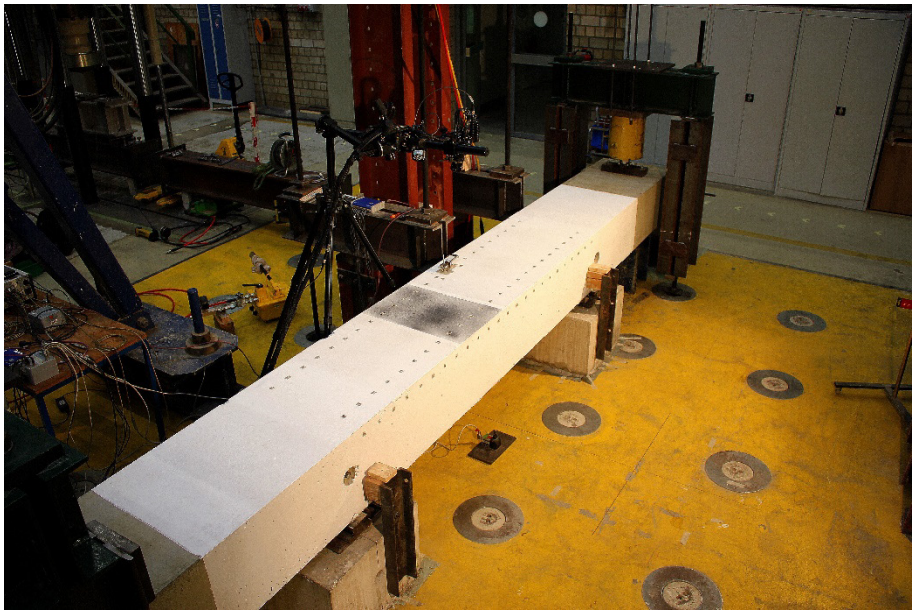


Bild 5-6: Versuchsträger (B2) im Versuchsstand

5.3.3 **Messtechnik**

5.3.3.1 Allgemeines

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

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

5.3.3.2 Kraftmessdosen

Bei dem Versuchsaufbau wurden zwei Kraftmessdosen zur Erfassung der Pressenkräfte an der Lateinleitungsstelle eingesetzt. Die Messung der Pressenkräfte erfolgte durch zwei baugleiche

Kraftmessdosen, die zwischen Presse und Versuchsträger eingebaut waren. Die maximal messbare Kraft betrug F = 2500kN. Die Einheit aus Presse und Kraftmessdose wurde an der Traverse biegesteif und an der Oberkante des Versuchsträgers mittles eines Kalottenlagers gelenkig angeschlossen.

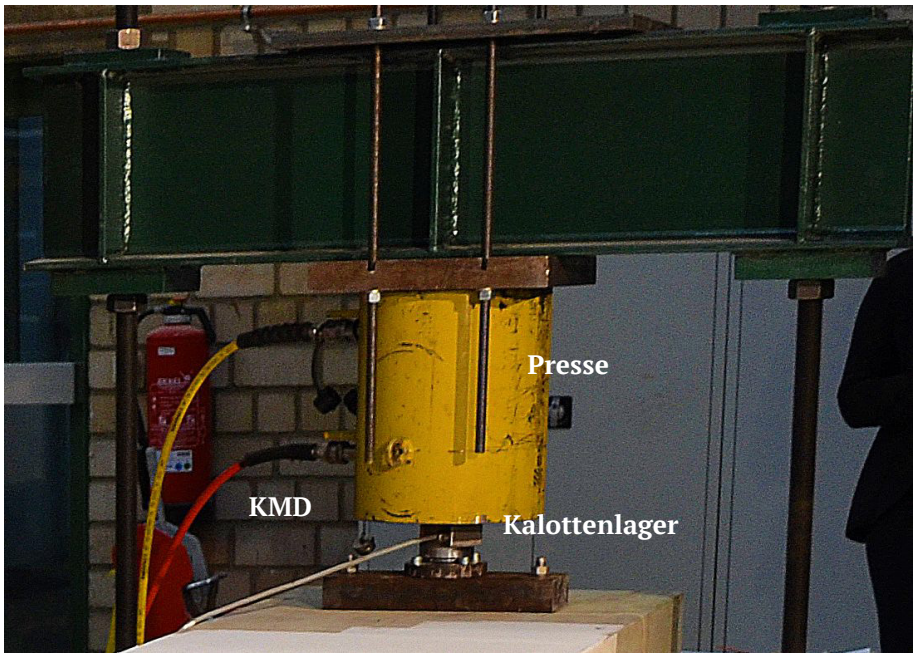


Bild 5-7: Presse und Kraftmessdose

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

5.3.3.3 Dehnungsmessstreifen (DMS)

Zur kontinuierlichen Erfassung der Dehnungen während der Versuchsdurchführung wurden Dehnungsmessstreifen vom Typ FLA-5-11-3LT in Verbindung mit Kleber Typ CN mit einer maximalen Dehnbarkeit von ca. 20‰ verwendet. Da die DMS sehr dünn sind, können sie auch auf stark gekrümmten Oberflächen ohne Leistungseinbußen appliziert werden. Dafür wurden an den entsprechenden Stellen die Bewehrungsstäbe einseitig lokal angeschliffen, um eine ebene Fläche zum Aufkleben der Messtreifen herzustellen Im Anschluss wurden auf die DMS verschiedene Schutzschichten aufgebracht, um diese vor Feuchtigkeit sowie mechanischen Einwirkungen zu schützen

Auf eine Applikation in eingeschlitzter Bewehrung wurde verzichtet, da in Tastversuchen bei dieser Art der Aufbringung erfahrungsgemäß ungewöhnlich viele Beschädigungen bei der Überprüfung der elektrischen Widerstände der DMS auftreten können. Die zu den DMS gehörigen Kabel wurden in Bündeln auf direktem Weg aus der Schalung geführt (*vgl. Bild 5-8*).



Bild 5-8: Kabelführung der DMS

Zur möglichen Überprüfung der Stahldehnungszustände wurden in Abhängigkeit der jeweiligen Übergreifungslänge pro Versuchsträger 10-15 Dehnungsmesstreifen in einem Abstand von 50 mm auf einem innenliegenden Längsbewehrungsstab im Überreifungsbereich appliziert. Die DMS wurden seitlich orientiert auf dem Bewehrungsstab aufgebracht. Die genauen Positionen der einzelnen DMS an den Längsbewehrungsstäben wurden nach dem Zusammenbau des Bewehrungskorbes aufgenommen und können dem *Anhang B1-B10* entnommen werden.

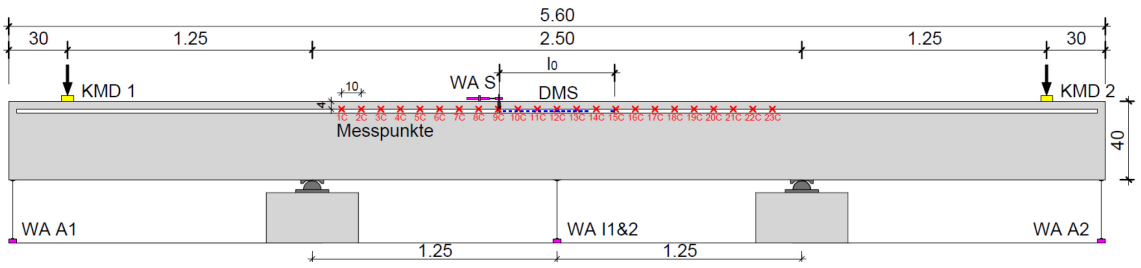


Bild 5-9: Übersicht Messtechnik (KMD: gelb, Messpunkte: rot, DMS: blau und Wegaufnehmer: pink)

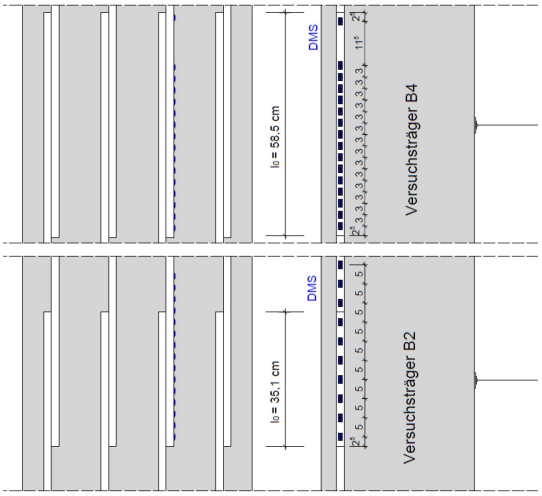


Bild 5-10: Position der DMS auf der Längsbewehrung

5.3.3.4 Induktive Wegaufnehmer

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

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

Zur Ermittlung des Schlupfes am Stoßende wurde das Stabende eines Bewehrungsstabs mittels eines auf der Schalung aufstehenden, gedeckelten Kunststoffröhrchens gegen den Frischbeton abgeschirmt (*vgl. Bild 5-11*). Im ausgehärteten Zustand konnte der auf diese Weise „freiliegende Bewehrungsstab durch die Betonüberdeckung angebohrt und so nachträglich ein Stahlstift zur Messung der Verschiebung angeklebt werden.

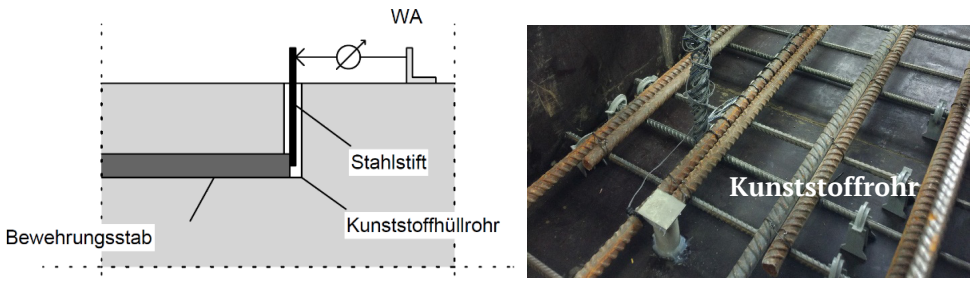


Bild 5-11: Prinzip und Realisierung der Schlupfmessung

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

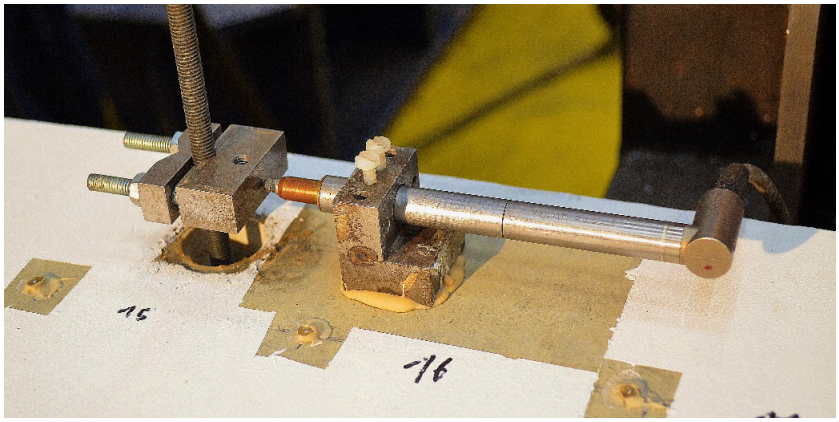


Bild 5-12: Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes am Stoßende

5.3.3.5 Optische Messung

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

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

Das Messfeld wurde auf der Betonoberfläche im Übergreifungsbereich angelegt. Es umfasste die gesamte Prüfkörperbreite von 60 cm und hatte eine Länge von ca.40 cm. Die Lage des Messfeldes ist in *Bild 5-13* dargestellt.

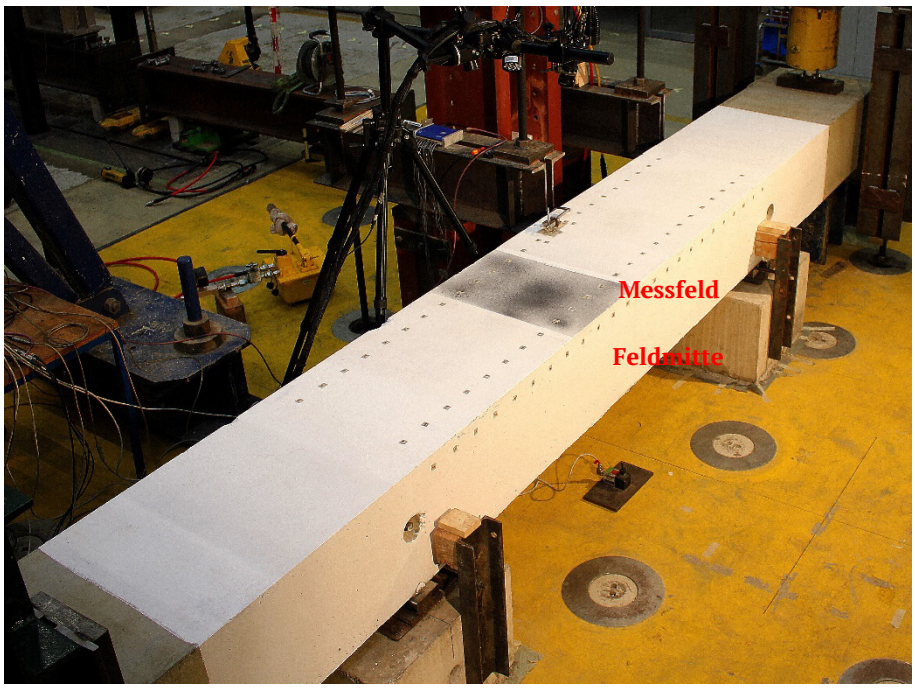


Bild 5-13: Lage des Messfeldes für die optische Messung

5.3.3.6 Messung der Rissbreiten

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

In *Bild 5-14* ist die Position aller Messpunkte zur Überwachung der Rissbreitenentwicklung auf der Trägeroberfläche skizziert. Eine Übersicht der jeweiligen Spurlagen jedes einzelnen Versuchsträgers kann dem *Anhang B1-B10* entnommen werden.

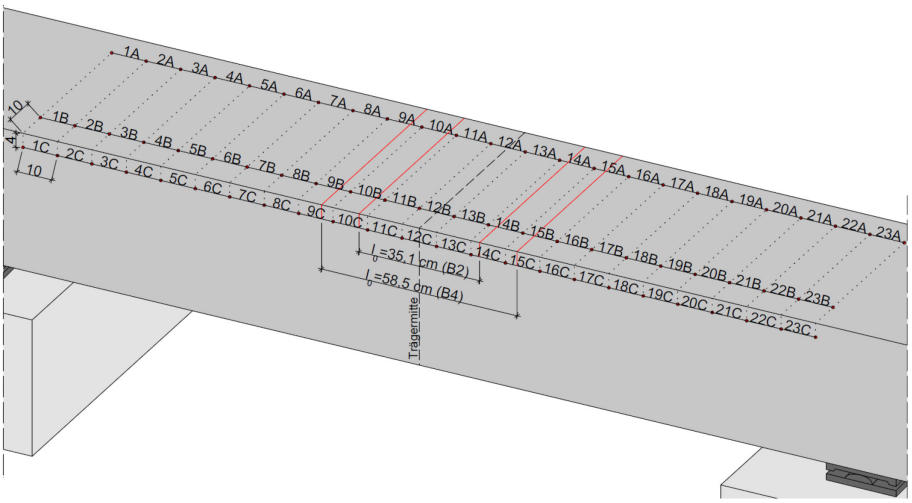


Bild 5-14: Lage der Messpunkte zur Messung der Rissbreite

Zwei Reihen (2x24 Messstellen, Spuren a und b) der Messpunkte wurden auf die Trägeroberseite, in einem Abstand von 100 mm von der Trägerlängskante appliziert. Eine weitere Reihe (24 Messpunkte, Spur c) wurde auf einer Trägerlängsseite, in Höhe der Querbewehrung des Balkens geklebt. Damit soll der Einfluss der Bauteilkrümmung infolge der Biegebeanspruchung auf die Zunahme der Rissbreiten von der Achse der Bewehrungsstäbe bis zur Bauteiloberfläche Rechnung getragen werde. Der Nennabstand zwischen zwei Messpunkten betrug 100 mm. Bei allen Versuchen wurde nicht mehr als ein Riss zwischen zwei benachbarten Messpunkten beobachtet. Wenn zwischen zwei Messpunkten ein Riss vorhanden war, entsprach die Änderung des gemessenen Abstands zwischen den Punkten der Zunahme der Rissbreite. Dagegen kann der Einfluss aus den elastischen Betondehnungen vernachlässigt werden. Die Zugbruchdehnung des Betons f_{ctm}/E_{cm} beträgt etwa 0,1‰. Bei einem Abstand der Messpunkte von 100 mm folgt daraus eine maximale Längenänderung von nur $0{,}1 \cdot 10^{-3} \cdot 100$ mm = 0,01 mm.

5.3.4 Festlegung der Einwirkung für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

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

5.4 Versuchsergebnisse

5.4.1 Tragverhalten

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



Bild 5-15: Stoßversagen bei 100%-Stoß (exemplarisch dargestellt B3)

Der Versagensmechanismus der Versuchsträger B1, B2, B3, B5, B6 und B10 konnte als Bruchform B nach *DAfStb Heft 301* (*vgl. Kap.2.2*) identifiziert werden. Dabei entstanden vor dem Versagen zuerst die typischen breiten, senkrecht zur Balkenachse verlaufenden, Risse an den Stoßenden. Das Versagen wurde durch die Bildung von Längsrissen über den Stoßmitten parallel zur Stoßachse und der anschließenden Bildung des horizontalen Bruchrisses, an der Balkenseitenfläche in Achse der Längsbewehrung, infolge der Ringzugspannungen mit Überschreiten der Betonzugfestigkeit eingeleitet. Infolgedessen löste sich im Stoßbereich der Beton oberhalb der Bewehrung

(Betondeckung) bei Erreichen der Traglast des Stoßes schlagartig und schollenartig ab (*vgl. Bild 5-15*).

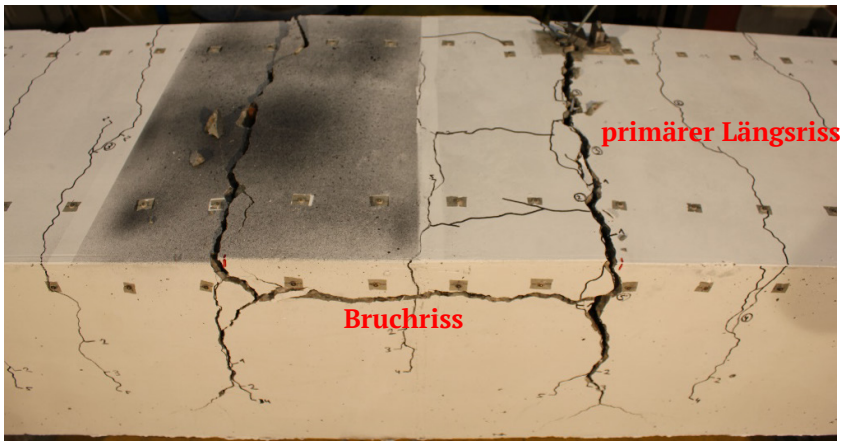


Bild 5-16: Stoßversagen Bruchform B (Versuch B3)

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

Mit Hilfe der fotogrammetrischen Messtechnik konnte für einige Versuche gezeigt werden, dass das Versagen nicht von allen gestoßenen Stäben gleichzeitig eingeleitet wurde, sondern jeweils vom Stoß eines Stabes ausging. (*vgl. Bild 5-17*). Es sei anzumerken, dass die Stäbe die das Versagen initiierten nicht mit DMS bestückt waren. Eine damit verbunden Verbundstörung kann daher ausgeschlossen werden.

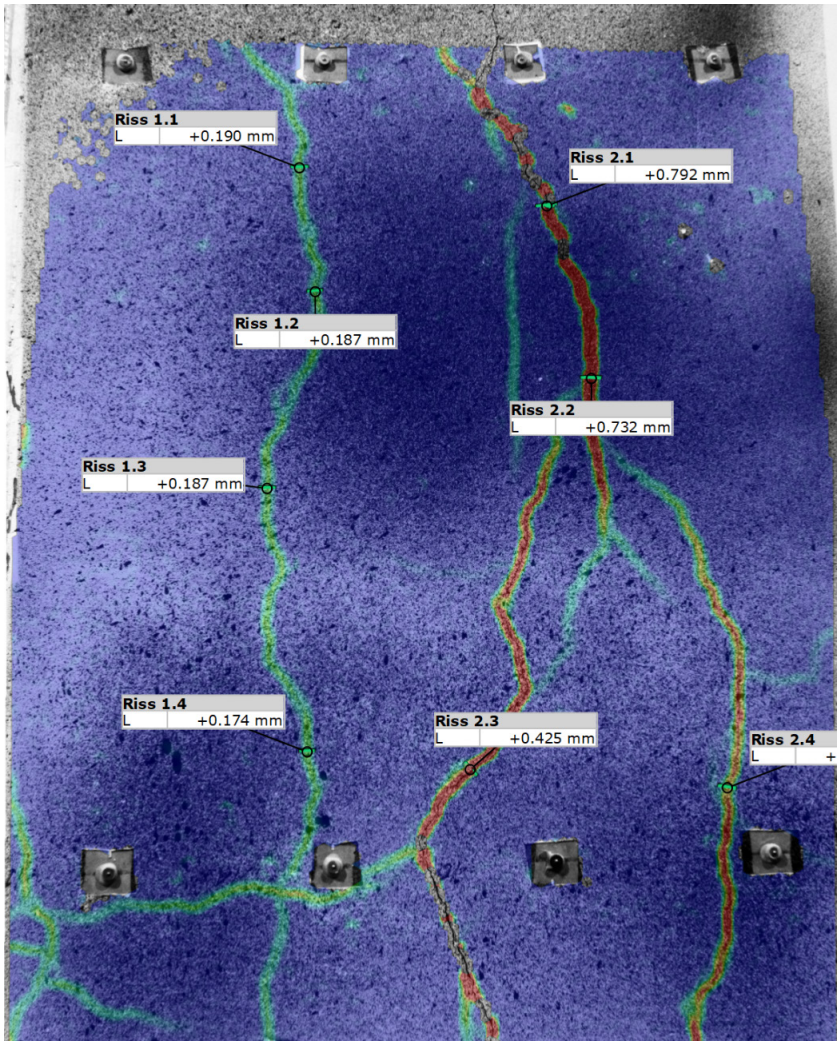


Bild 5-17: Rissbild auf der Balkenoberseite im Stoßbereich unmittelbar vor dem Bruch (B3)

Das grundsätzliche Last- Durchbiegungsverhalten war bis zum Bruch bzw. Versagen des Stoßes mit Ausnahme der Versuchsträger B4, B6 und B10 unabhängig von den Versuchsparametern. Da der Stahl des Balkens B4 über die Streckgrenze hinaus ausgelastet werden konnte, bildete sich mit Erreichen der maximalen Last ein horizontaler Last- Verformungsverlauf aus.

Bei den Versuchsträgern B6 und B10 handelte es sich jeweils um 50%- Stöße. Nach Überschreiten der Stoßtragfähigkeit, fielen die Verformungskurven unmittelbar auf ca. 60% der maximal erreichten Traglast ab und gingen in einen horizontalen Verlauf über (*vgl. Bild 5-18*).

Die Momenten-Durchbiegungsverläufe der Versuche B2, B3 ($l_0 = 1{,}33 \cdot l_{0;B2}$) und B4 ($l_0 = 1{,}66 \cdot l_{0;B2}$) zeigen, dass die Länge der Übergreifung die maximale Durchbiegung und die Traglast erwartungsgemäß deutlich beeinflusst. Die Charakteristik (Steigung im Anfangsbereich) des Last-Durchbiegungsverlaufs aller drei Versuche ist jedoch bis zum Bruch nahezu identisch (*vgl. Bild 5-19*). Bei Versuch B4 mit der größten Übergreifungslänge, wird das Plateau infolge Fließens der Bewehrung erreicht, d.h. das Versagen durch Biegung erfolgt duktil. Bei den

Versuchen B2 und B3 erfolgte das Versagen durch das Erreichen der Tragfähigkeit des Stoßes. Da hierfür die Betonzugfestigkeit maßgebend ist, erfolgt das Versagen spröde.

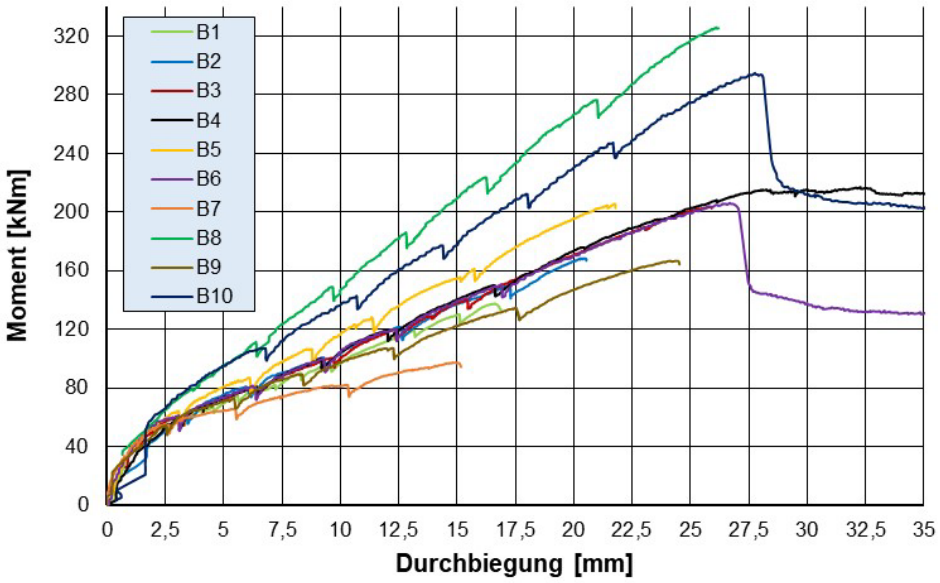


Bild 5-18: Momenten- Durchbiegungsbeziehung der 10 Versuche (Durchbiegung Kragarm)

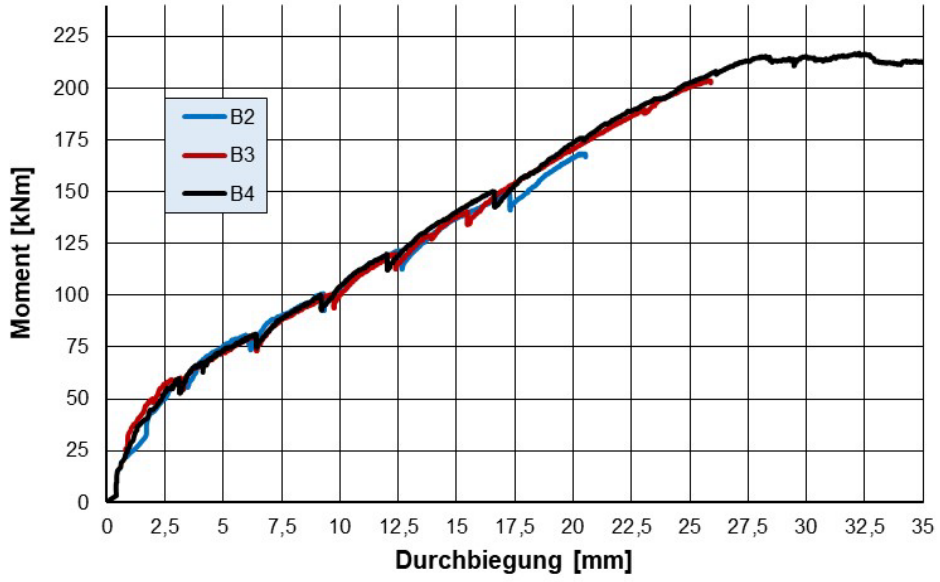


Bild 5-19: Momenten- Durchbiegungsbeziehung der Versuche B2, B3 und B4 (Durchbiegung Kragarm)

Die Dehnungen der Längsbewehrung im Stoßbereich wurden mit Dehnungsmessstreifen aufgezeichnet und anhand der experimentell ermittelten σ-ε Linien der verwendeten Bewehrungsstäbe in zugehörige Spannungen umgerechnet. Die Stahlspannung stieg danach im ersten Drittel

vom Stabende aus betrachtet stark an, während sich im mittleren Bereich des Stoßes eine Art Plateau einstellte. Im hinteren Drittel der Stoßlänge nahm die Stahlspannung noch einmal zu (*vgl. Bild 5-20*). Das Plateau im Mittelbereich bildete sich insbesondere bei niedrigen Lasten und den Versuchsträgern B4 und B8 mit den vergleichsweise größten Übergreifungslängen aus (*vgl. Bild 5-20, rechts)*. Im Umkehrschluss wirkte bei sehr hohen Beanspruchungen der Stöße und bei den Versuchskörpern mit den kürzeren Übergreifungslängen zunehmend auch der mittlere Bereich des Stoßes mit. In Stoßmitte war die Stahlspannung ungefähr halb so groß wie am Stoßende, d.h. die Hälfte der Zugkraft war von einem Stab auf den anderen übertragen.

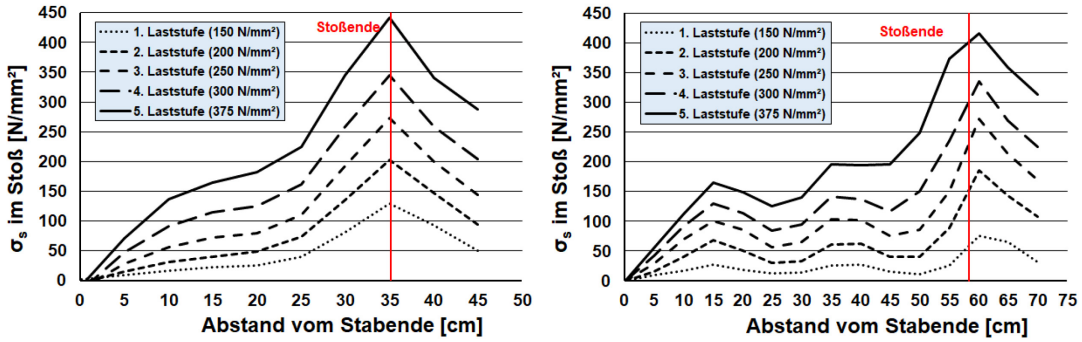


Bild 5-20: Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (exemplarisch dargestellt B2, l_0 = 35,1 cm [links]; B4, l_0 = 58,3 cm [rechts])

5.4.2 **Traglasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)**

In *Tabelle 5-6* sind die Versuchstraglasten F_u in Form der daraus berechneten maximalen Momentenbeanspruchung ($M_u = F_u$ x 1,25 m) dargestellt. Auf Grundlage der für die Versuchsbalken ermittelten tatsächlichen Betondruckfestigkeiten und des zur Bruchlast zugehörigen Biegemomentes können die zugehörigen Stahlspannungen im Zustand II unter der Bruchlast berechnet werden ($\sigma_{su,test}$).

Die so rechnerisch bestimmten durch den Stoß übertragenen maximalen Stahlspannungen lagen mit Werten zwischen 431 – 563 MN/m² um 1% unter und bis 29% über dem Wert aus der Vorbemessung für die Ermittlung der Übergreifungslängen. Bei der Vorbemessung war zunächst von einer zu übertragenden Stahlspannung $\sigma_{su,cal}$ = 435 N/mm² und einem Beton der Festigkeitsklasse C35/45 (f_{bm} = 7,2 N/mm²) ausgegangen worden. Für die Überprüfung der Tragfähigkeit der Stöße ist die mindestens zu übertragende Stahlspannung $\sigma_{su,cal}$ für das l_0 im Versuchsträger in Abhängigkeit von der tatsächlich vorhandenen Verbundfestigkeit f_{bm} zu ermitteln. Die Verifizierung des Bemessungsmodells erfolgt mittels der übertragenen maximalen Stahlspannung $\sigma_{su,test}$ in der Bewehrung unter der Versuchstraglast F_u unmittelbar bevor der Verbund versagt.

Tabelle 5-6: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten auf Mittelwertniveau

Versuchsträger	**B1**	**B2**	**B3**	**B4**	**B5**	**B6**	**B7**	**B8**	**B9**	**B10**
$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	45,11	43,63	40,12	46,31	42,64	61,87	43,24	48,52	46,67	40,70
$f_{cm,cyl} = 0{,}82\ f_{cm,cube}$ [N/mm²]	36,99	35,78	32,90	37,97	34,96	50,73	35,47	39,79	38,27	33,37
$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 4$ [N/mm²]	32,99	31,78	28,90	33,97	30,96	46,73	31,46	35,79	34,27	29,37
$f_{ctm} = 0{,}30\ f_{ck}^{2/3}$ [N/mm²]	3,09	3,01	2,82	3,15	2,96	3,89	2,99	3,26	3,17	2,86
$f_{bm} = 2{,}25\ f_{ctm}$ [N/mm²]	6,94	6,77	6,36	7,08	6,66	8,76	6,73	7,33	7,12	6,43
min $\sigma_{su,cal}$ [N/mm²] für l_0 mit f_{bm}	419	409	511	528*	402	529	406	443	430	388
M_u im Versuch [kNm]	137,6	168,3	203,7	226,7	205,6	206,2	97,4	325,9	166,6	294,8
zugh $\sigma_{su,test}$ [N/mm²]	461	427	519	563	479	520	442	440	465	416
$\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$ für l_0 mit f_{bm}	1,10	1,04	1,01	1,07	1,19	0,98	1,09	0,99	1,08	1,07

*gemessene Streckgrenze (*vgl. Kap. 5.1.4.*)

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

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

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

$$f_{ck,cyl} = 36{,}99\ N/mm^2 - 4\ N/mm^2 = 32{,}99\ N/mm^2$$

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

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

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

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

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

$$\rightarrow \gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal} = 461/419 = 1{,}10$$

γ_{mod}: Modellsicherheitsbeiwert

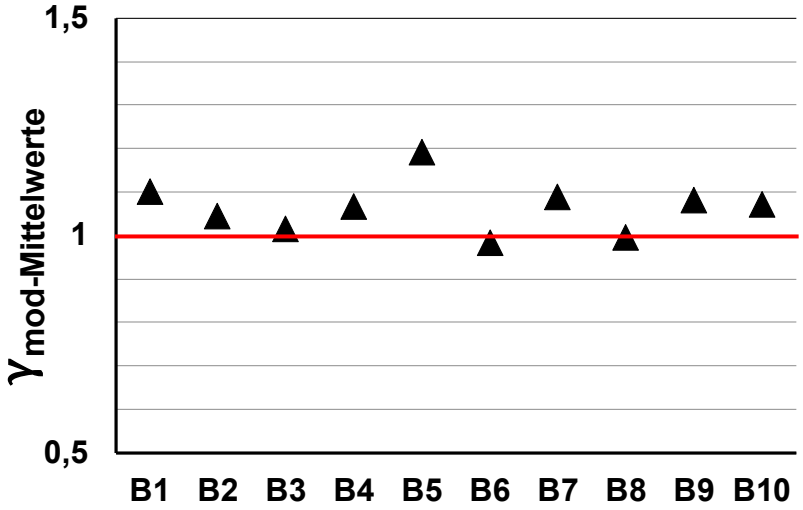


Bild 5-21: Modellsicherheitsfaktor auf Mittelwertniveau $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$

Bei einer Bemessung der Stöße auf dem Niveau der mittleren Verbundfestigkeit f_{bm} muss der Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$ im Mittel den Wert 1,0 betragen und den Wert 0,7 nicht unterschreiten. Dies trifft hier bereits für alle Einzelversuche zu. D.h. mit den durchgeführten Versuchen konnte für die nach *EN 1992-1-1* und auf Mittelwertniveau ausgelegten Stöße eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden (*vgl. Bild 5-21*).

Tabelle 5-7: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten auf charakteristischem Niveau

Versuchsträger	**B1**	**B2**	**B3**	**B4**	**B5**	**B6**	**B7**	**B8**	**B9**	**B10**
$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	45,11	43,63	40,12	46,31	42,64	61,87	43,24	48,52	46,67	40,70
$f_{cm,cyl} = 0{,}82\ f_{cm,cube}$ [N/mm²]	36,99	35,78	32,90	37,97	34,96	50,73	35,47	39,79	38,27	33,37
$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 4$ [N/mm²]	32,99	31,78	28,90	33,97	30,96	46,73	31,46	35,79	34,27	29,37
$f_{ctm} = 0{,}30\ f_{ck}^{2/3}$ [N/mm²]	3,09	3,01	2,82	3,15	2,96	3,89	2,99	3,26	3,17	2,86
$f_{ctk;0,05} = 0{,}7\ f_{ctm}$	2,16	2,11	1,98	2,20	2,07	2,72	2,09	2,28	2,22	2,00
$f_{bk} = 2{,}25\ f_{ctk;0,05}$ [N/mm²]	4,86	4,74	4,45	4,96	4,66	6,13	4,71	5,13	4,99	4,50
min $\sigma_{su,cal}$ [N/mm²] für l_0 mit f_{bk}	293	286	358	499	281	370	284	310	301	272
M_u im Versuch [kNm]	137,6	168,3	203,7	226,7	205,6	206,2	97,4	325,9	166,6	294,8
zugh $\sigma_{su,test}$ [N/mm²]	461	427	519	563	479	520	442	440	465	416
$\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$ für l_0 mit f_{bk}	1,57	1,49	1,44	1,12	1,70	1,40	1,55	1,42	1,54	1,53

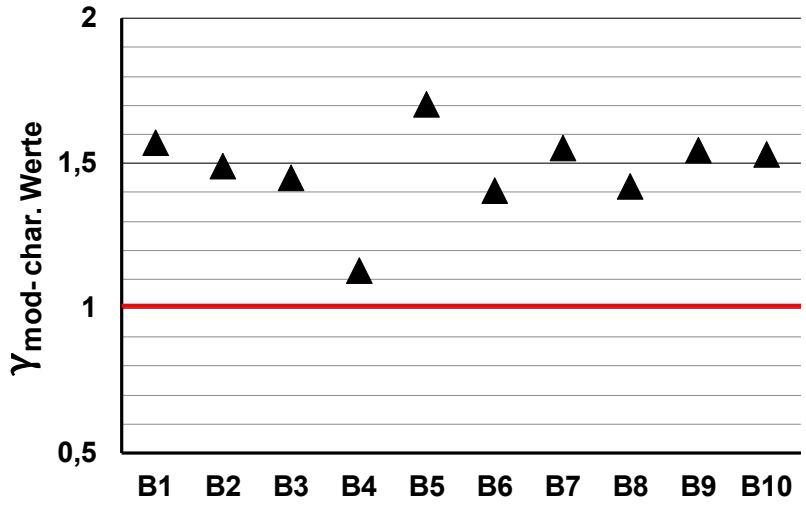


Bild 5-22: Modellsicherheitsfaktor auf charakteristischem Niveau $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$

Auf charakteristischem Niveau kann für die Stöße eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden (*vgl.* Bild 5-22), solange höchstens 5% der Werte für γ_{mod} unterhalb des Wertes 1,0 liegen: (10 · 0,05 = 0,50).

Aufgrund der kleinen Größe der Grundgesamtheit von 10 Versuchsbauteilen, darf hier kein Versuchswert γ_{mod} bei Bezug auf die charakteristische Verbundfestigkeit f_{bk} unter 1,0 liegen. Der kleinste Wert beträgt hier gerade 1,12 (*vgl. Tabelle 5-7*).

5.4.3 **Rissbreiten für ausgewählte Laststufen**

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit liegen die Stahlspannungen etwa zwischen 150 bis 300 N/mm². Die Messung und Bewertung der Rissbreiten erfolgte unter Gebrauchslastniveau. Durch das Eigengewicht und die aufgebrachte Prüfzylinderkraft entstanden zunächst Biegerisse über den Auflagern. Bei weiterer Laststeigerung entstanden weitere Biegerisse im Bereich des konstanten Momentes zwischen den Auflagern. Im unmittelbaren Bereich des Übergreifungsstoßes waren die Rissbreiten aufgrund des doppelt so großen Bewehrungsgrades sichtbar kleiner. Mit Hilfe der Setzdehnungsmessung konnte die Rissverteilung und die Rissbreitenentwicklung im Bereich des konstanten Momentes sehr akkurat erfasst und dokumentiert werden. *Bild 5-23* zeigt beispielhaft die Auswertung der Spur „a“ (Balkenoberseite) des Trägers B2. In der Abbildung steht jede Farbe für einen Riss und dessen Breitenentwicklung. Die Risse, die sich an den Stoßenden einstellten sind als schwarzes Dreieck und Quadrat dargestellt sowie durch die gestrichelten Linien verbunden. In allen Versuchen konnte ein großer Streubereich der gemessenen Rissbreiten festgestellt werden. Die Auswertung aller Versuchsträger ist dem *Anhang B1-B10* zu entnehmen.

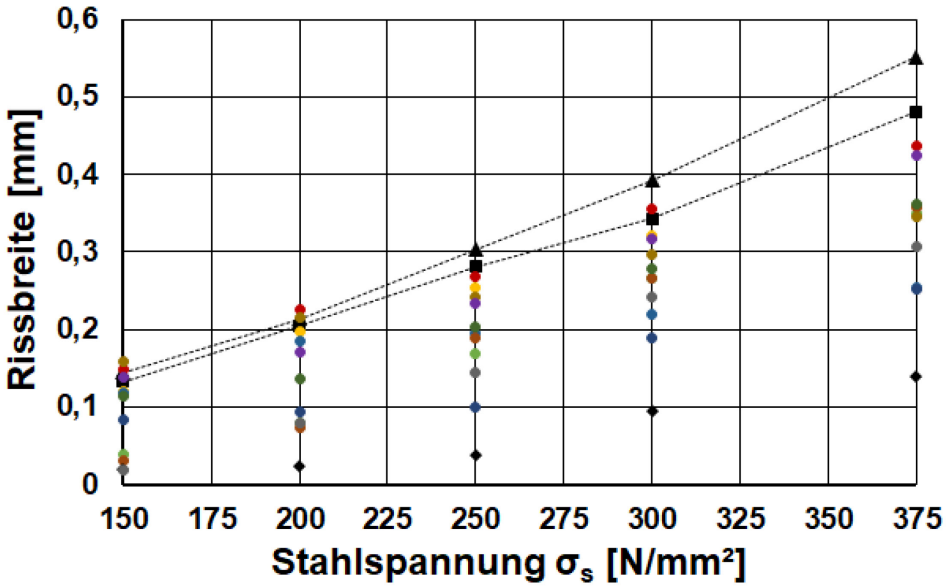


Bild 5-23: Beispielhafte Rissbreitenverteilung der Spur „a“ des Versuchsträgers B2

Die Rissbreiten unmittelbar am Ende des Übergreifungsbereichs befanden sich tendenziell stets im oberen Streubereich. Vergleichbare Rissbreiten traten allerdings auch außerhalb des Stoßbereiches auf. Die maximalen Rissbreiten an den Stoßenden und außerhalb des Stoßes sind in der *Tabelle 5-8* und der *Tabelle 5-9* zusammengefasst. Auf Grundlage der Ergebnisse unter Gebrauchslastniveau konnte bei den durchgeführten Versuchen kein Einfluss der Übergreifungslänge hinsichtlich einer übermäßigen Rissbreitenzunahme an den Stoßenden gegenüber den Bereichen außerhalb des Stoßes beobachtet werden. Die Versuche B2, B3 und B4 zeigten, dass bei gleicher Betondeckung eine größere Übergreifungslänge zu kleineren Rissbreiten an den Stoßenden und außerhalb des Stoßes führt. Eine größere Betondeckung und eine damit einhergehende kürzere Übergreifungslänge (B9) führten zu kleineren Rissbreiten an den Stoßenden. Die Rissbreiten des Trägers B9 außerhalb des Stoßes waren mit denen des Versuchsträgers B2 vergleichbar. Mit den Versuchen B6 und B10 wurden zwei Versuche mit einem Stoßanteil von 50% der Bewehrungsstäbe in einem Querschnitt mit einlagiger (B6) und zweilagiger Bewehrungsanordnung (B10) durchgeführt. Bei der zweilagigen Anordnung wurden jeweils 100% der Stäbe in einer Lage gestoßen. Die bei beiden Versuchen unter Gebrauchslastniveau gemessen Rissbreiten am Stoßende und außerhalb des Stoßes lagen im gleichen Streubereich. Hier konnte bei dem Versuch mit zweilagiger Bewehrungsanordnung kein negativer Einfluss aufgrund der 100% gestoßenen Stäbe in einer Lage gegenüber dem Versuch mit einlagiger Bewehrung auf die Gebrauchstauglichkeit festgestellt werden.

Tabelle 5-8: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten auf der Balkenoberseite

Versuchs-träger	σ_s = 150 [N/mm²]		σ_s = 200 [N/mm²]		σ_s = 250 [N/mm²]		σ_s = 300 [N/mm²]	
	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]
B1	0,195	0,215	0,264	0,288	0,353	0,392	0,460	0,516
B2	0,145	0,165	0,214	0,238	0,305	0,342	0,393	0,466
B3	0,110	0,118	0,219	0,208	0,272	0,304	0,368	0,411
B4	0,076	0,092	0,171	0,212	0,261	0,282	0,370	0,357
B5	0,104	0,105	0,149	0,163	0,209	0,260	0,280	0,256
B6	0,081	0,184	0,164	0,253	0,242	0,300	0,320	0,390
B7	0,030	0,040	0,040	0,040	0,100	0,120	0,170	0,230
B8	0,170	0,190	0,260	0,290	0,360	0,370	0,470	0,450
B9	0,060	0,190	0,110	0,220	0,150	0,320	0,260	0,450
B10	0,120	0,170	0,170	0,230	0,240	0,300	0,290	0,370

Tabelle 5-9: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten in Höhe der Querbewehrung

Versuchs-träger	σ_s = 150 [N/mm²]		σ_s = 200 [N/mm²]		σ_s = 250 [N/mm²]		σ_s = 300 [N/mm²]	
	w_{max} Stoßen-den [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbe-reich [mm]	w_{max} Stoßen-den [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbe-reich [mm]	w_{max} Stoßen-den [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbe-reich [mm]	w_{max} Stoßen-den [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbe-reich [mm]
B1	0,164	0,163	0,246	0,225	0,328	0,381	0,418	0,506
B2	0,144	0,113	0,196	0,191	0,278	0,331	0,368	0,456
B3	0,099	0,097	0,167	0,172	0,242	0,259	0,308	0,360
B4	0,040	0,093	0,130	0,212	0,197	0,275	0,286	0,334
B5	0,049	0,111	0,133	0,155	0,186	0,194	0,230	0,238
B6	0,063	0,135	0,071	0,188	0,131	0,262	0,219	0,402
B7	0,020	0,030	0,030	0,040	0,090	0,110	0,150	0,210
B8	0,140	0,180	0,180	0,260	0,250	0,320	0,310	0,360
B9	0,050	0,090	0,070	0,190	0,120	0,290	0,280	0,330
B10	0,100	0,160	0,200	0,240	0,160	0,250	0,230	0,300

rot = w max,Stoßende > w max außerhalb Stoß

6 Eigene spezifische Versuche zu Übergreifungsstößen unter Dauerlast

6.1 Motivation

Nach den derzeit in Deutschland gültigen Bemessungsregeln ergeben sich im internationalen Vergleich teilweise sehr große Übergreifungslängen, die bei der Bauausführung im Allgemeinen nachteilig sind. Hohe Bewehrungsgrade erschweren das einwandfreie Einbringen und Verdichten des Betons, was sich ungünstig auf die Ausführungsqualität auswirken kann. Zudem erhöhen sie die Herstellkosten und werden einer Ressourceneffizienten Bauweise nicht gerecht.

Die nach aktueller Norm *DIN EN 1992-2/NA* erforderlichen Übergreifungslängen l_0 basieren auf der Annahme, dass bei kürzeren Übergreifungslängen an den Stoßenden unter einer Dauerlast die als zulässig akzeptierten Werte der Rissbreiten w_{max} überschritten werden. Da diese Annahme in der Historie der deutschen Normen sehr weit zurück reicht und immer wieder in die neuen Normen übernommen wurde, war es von Interesse, vor dem Hintergrund gegenteiliger Erfahrung anderen europäischen Ländern, dieses Kriterium zu überprüfen. D.h. die nach aktuellen Bemessungsregeln im internationalen Vergleich teilweise deutlich größeren Übergreifungslängen in Deutschland haben ihre Ursache in Gebrauchstauglichkeitskriterien und sind nicht der notwendigen Tragfähigkeit geschuldet.

6.2 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen

6.2.1 Definition der Randbedingungen

Um den Einfluss einer Dauerlast auf das Trag- und Rissverhalten von Übergreifungsstößen zu untersuchen wurden eigene spezifische Versuche durchgeführt. Die Querschnittskonfigurationen B2 und B4 (statische Kurzzeitbelastung, siehe *Kap.5*) dienten dabei aus Gründen der Vergleichbarkeit als Referenz. Das Versuchsprogramm umfasste daher zwei 4-Punkt-Biegeversuche, die jeweils für 21 Tage unter Gebrauchslastniveau belastet wurden. Die Querschnittsabmessungen, der Versuchstand und die messtechnische Einrichtung wurden aus der Versuchsreihe der statischen Kurzzeitbelastung (siehe. *Kap. 5*) folglich adaptiert. Das Versuchsprogramm ist in *Tabelle 6-1* dargestellt.

Tabelle 6-1: Versuchsprogramm Vier-Punkt-Biegeversuche (Übergreifungslänge $\boldsymbol{l_0}$ auf Grundlage des Mittelwerts der Verbundfestigkeit $\boldsymbol{f_{bm}}$)

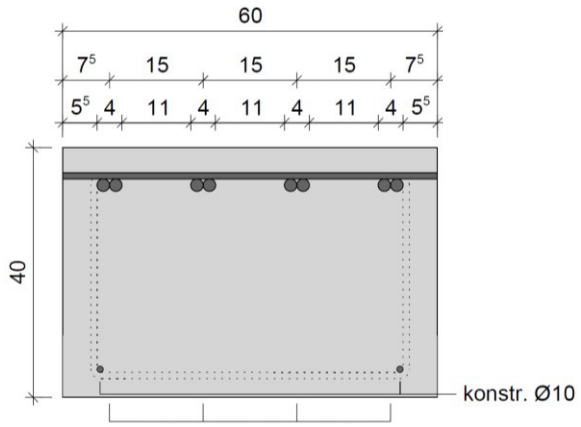
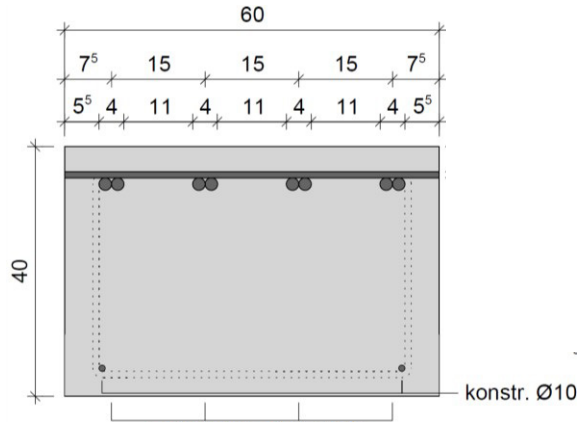
Versuch	$Ø_s$ [mm]	c_l[1)] [mm]	α_2	α_6	l_0 [cm]	Stoßanteil	lichter Stababstand	Betonfestigkeit	Verbundbedingungen
B14	20	50	0,775	1,5	35,1	100%	a = 16 cm ≥ 8Øs	C 35/45	gut
B15				2,5	58,5				

[1)]Betondeckung der Längsbewehrung

6.2.2 **Wahl der Prüfkörperabmessungen**

Alle Versuchsträger wurden mit Querschnittsabmessungen von b/h = 40/60 cm hergestellt (*vgl. Kap.5*). Eine Übersicht der geometrischen Randbedingungen der einzelnen Versuchskörper ist der *Tabelle 6-2* zu entnehmen.

Tabelle 6-2: Geometrische Parameter der Versuchsträger

Versuch	Querschnitt	Parameter
B14 (entspricht B2, *vgl. Kap. 5*)		C35/45 BSt 500 Ausführung l_0: $l_0 = l_{0,EC2}$ Stoßanteil 100% Bewehrungsdurchmesser: $Ø_{s,l}$ = 20 mm $Ø_{s,q}$ = 10 mm Betondeckung: c_l = 5,0 cm c_q = 4,0 cm (geschlossene Bügel) lichter Stababstand: a= 11,0 cm < 8Øs
B15 (entspricht B4, *vgl. Kap. 5*)		C35/45 BSt 500 Ausführung l_0: $l_0 = l_{0,EC2} \cdot 1{,}66$ Stoßanteil 100% Bewehrungsdurchmesser: $Ø_{s,l}$ = 20 mm $Ø_{s,q}$ = 10 mm (Steckbügel) Betondeckung: c_l = 5,0 cm c_q = 4,0 cm lichter Stababstand: a= 11,0 cm < 8Øs

6.3 Materialkennwerte

6.3.1 **Betonstahl**

In den Versuchen wurden ausschließlich Betonstähle B500 verwendet *(*vgl. *Kap.5.2.1.1*).

Tabelle 6-3: Materialkennwerte B500 Ø20

Probe	Fu [kN]	fy,0,2 [N/mm²]	ft [N/mm²]	Es [N/mm²]
1	203,9	520,9	648,9	215159
2	203,2	535,9	646,7	208636
3	204,8	526,7	651,8	210839
Mittelwerte		fym,0,2 [N/mm²]	ftm [N/mm²]	Esm [N/mm²]
		527,8	649,1	211545

6.3.2 **Beton**

Für den Beton wurde eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 50 N/mm² am Versuchstag angestrebt, was einem C35/45 entspricht (*vgl. Kap. 5.2.1.2*)

Tabelle 6-4: Festbetoneigenschaften am Versuchstag

Versuch	fcm,cube [N/mm²]	Betonierdatum	Versuchsdatum
B14	48,00	03.05.18	04.07.18
B15	48,12	24.05.18	06.08.18

6.4 Versuchsstand

Der Träger wird mit dem Stoßbereich obenliegend eingebaut, um die Rissbildung einfacher dokumentieren zu können. Die Lasteinleitung erfolgt über eine zusammengesetzte Traversenkonstruktion, welche mit Gewindestangen in den Spanntöpfen der Bodenplatte der Experimentierhalle rückverankert wird. An der untersten Traverse ist eine Kraftmessdose angebracht um die Dauerlast während des Versuchs überwachen zu können. Die untere Traverse selbst ist mit der mittleren Traverse über Tellerfedern verbunden.

Die obere Traverse dient der Lastaufbringung, an ihrer Unterkante ist eine hydraulische Presse angeordnet. Wenn die gewünschte Last (etwa 80kN) über die obere Traverse auf die mittlere und über die Federn in die untere und damit auf den Kragarmen des Versuchsträgers anliegt, wird die mittlere Traverse mit Kontermuttern verankert. Die Kraft wirkt nun über die Verformung der Tellerfedern dauerhaft auf den Versuch. Die Presse wird entlastet. Dieser Vorgang erfolgt in mehreren Schritten, da die Feder eine deutlich größere Verformung zurücklegt als der Kolben der Presse sich ausfahren kann. Mit der vorliegenden Konstruktion ist es möglich die Tellerfedern stufenweise zu belasten

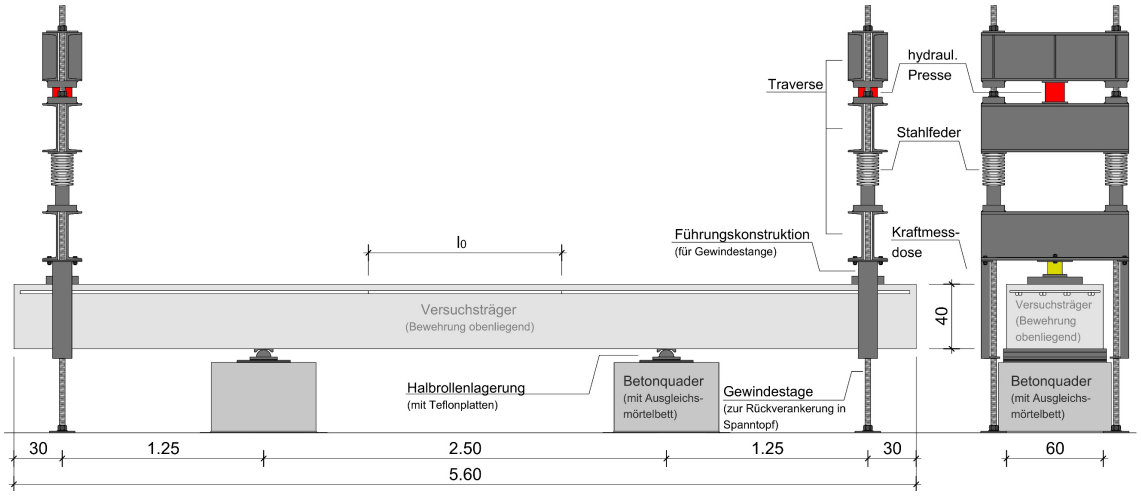


Bild 6-1: schematischer Aufbau des Versuchsstandes mit eingebautem Träger

6.5 Versuchsdurchführung

Die Dauerlast wurde kraftgesteuert aufgebracht. Dabei betrug die Last etwa 80kN und das resultierende Moment um die 100 kNm, dies entspricht dem Gebrauchslastniveau und einer Stahlspannung von 250 N/mm². Nach dem Erreichen wurde die Last verankert und die Presse brachte keine Belastung mehr auf. Diese resultiert einzig aus der Spannung in der Tellerfedern. Dem *Bild 6-2* kann die Momentbeanspruchung während der Versuchsdurchführung entnommen werden. Dargestellt sind sowohl Träger B14 als auch Träger B15.

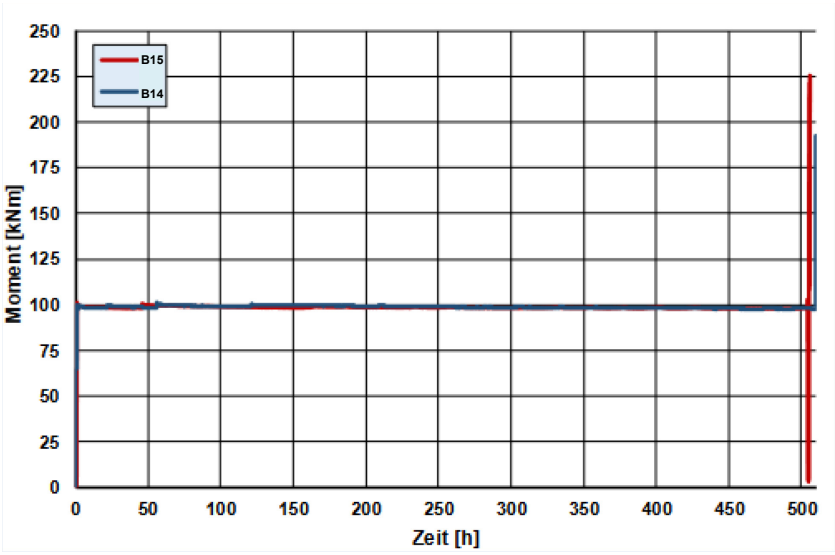


Bild 6-2: Momentbeanspruchung über die Zeit der Versuchsdurchführung, Träger B14 und B15

6.6 Versuchsergebnisse

6.6.1 **Tragverhalten**

6.6.1.1 Tragfähigkeit

Der Balken B14 erreichte ein Bruchmoment von 192 kNm und der Balken B15 erreichte ein Bruchmoment von 226 kNm. Dies entsprach einer Pressenlast von je 154kN bzw. 181kN. Der Unterschied der Versagenslasten ist auf die unterschiedlichen Übergreifungslängen zurückzuführen. Das Verhältnis der beiden untersuchten Übergreifungslängen betrug $l_{0,B14}/l_{0,B15}$ = 1/1,66. Wie bereits vorangegangen beschrieben, wurde der Träger B14 mit 35,1cm Übergreifungslänge und der Träger B15 mit 58,5cm ausgeführt. 35,1cm entsprechen dabei den Anforderung nach *DIN EN 1992-2.* Bei B4 liegt ebenfalls diese Norm zu Grunde, jedoch wurde der Faktor α_6 um 2/3 erhöht. Es ergibt sich mit 58,5cm ein Wert für die Übergreifungslänge, der etwa dem nach *DIN EN 1992-2/NA* entspricht (60,4cm, *vgl. Tabelle 5-2 in Kap. 5.1.3*).

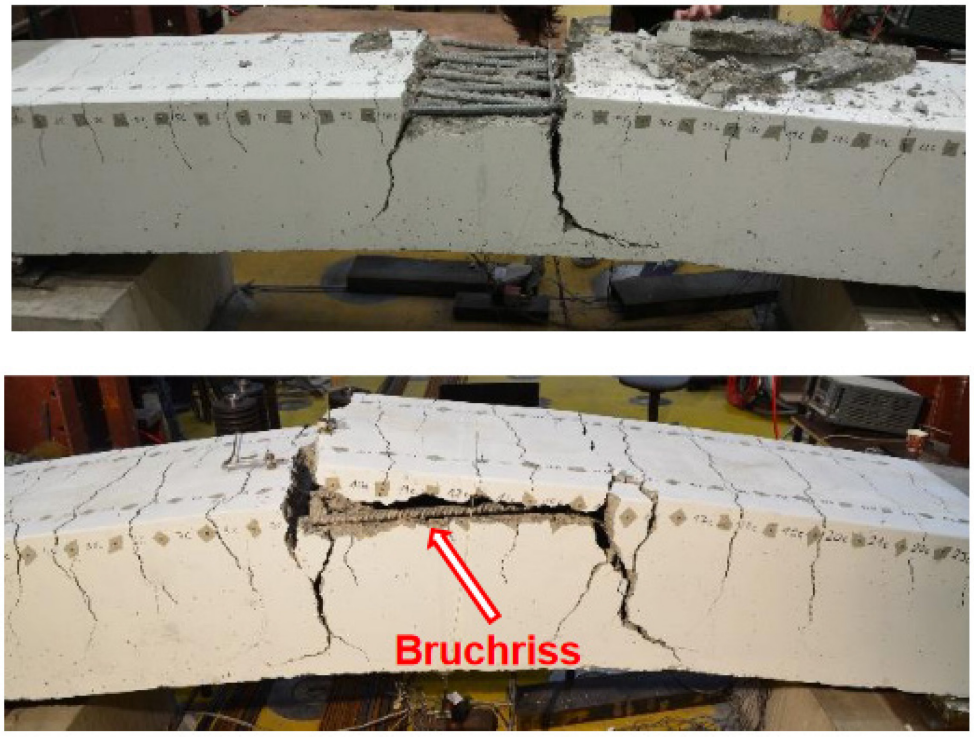


Bild 6-3: Stoßversagen B14 (oben) und B15 (unten)

Die im Versuch über DMS gemessenen Stahlspannungen erreichten bei Balken B14 in etwa die Streckgrenze des Betonstahls und es kam zum Stahlfließen. Bei beiden Versuchen trat ein sprödes Stoßversagen auf. Die Versagensart kann der Bruchform A nach *DAfStb Heft 301* zugeordnet werden.

6.6.1.2 Last- Durchbiegungsverhalten

In *Bild 6-4* sind die Momenten- Durchbiegungsbeziehungen (Durchbiegung jeweils am Kragarm) der beiden Träger dargestellt.

Es ist, wie zu erwarten war, eine deutliche Beeinflussung der Übergreifungslänge von Träger B14 (l_0 =35,1cm) und B15 (l_0 =58,5cm) auf die Traglast und Durchbiegung zu erkennen. Die Steigung im Anfangsbereich ist dabei bei beiden Versuchen sehr ähnlich. Im Gegensatz zu Träger B14 bildet sich jedoch bei Träger B15 ein Plateau infolge Bewehrungsfließens aus. Das Fließen ist eindeutig im Last- Durchbiegungsverhalten zu erkennen. Das Versagen erfolgte bei beiden Versuchen spröde durch das Versagen der Betondeckung im Stoßbereich. Die Bewehrung blieb dabei intakt, es kam weder zum Bruch, noch war eine Einschnürung zu erkennen. Die Last-Durchbiegungs-Diagramme zeigen außerdem, dass es bei Balken B15 nicht zur Verfestigung kam, folglich bewegten sich die Stahldehnungen im Bereich der Fließzone und bei Balken B14 im linear-elastischen Bereich. Das in beiden Diagrammen erkennbare Plateau bei M=100kNm markiert den eigentlichen Dauerstandversuch.

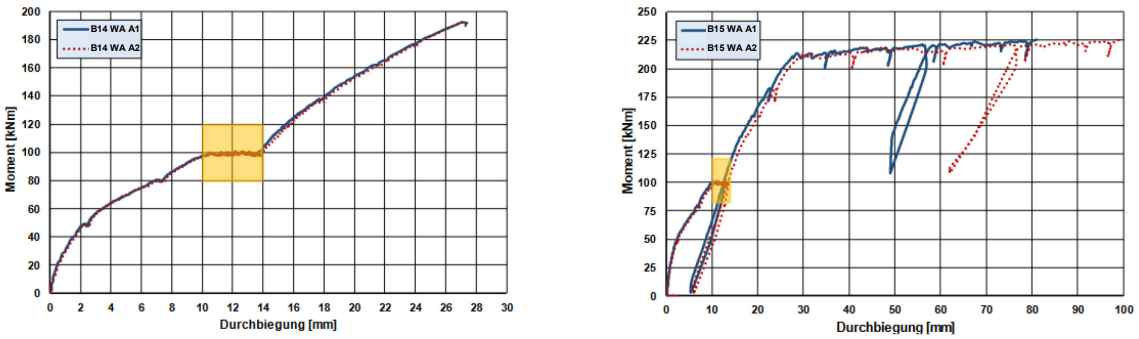


Bild 6-4: Momenten- Durchbiegungsbeziehung, Träger B14 links, Träger B15 rechts; (Durchbiegung Kragarm)

6.6.1.3 Spannungen im Stoßbereich

Das folgende Diagramm (*vgl. Bild 6-5*) stellt die Stahlspannung eines Einzelstabes über Stoßlänge bei unterschiedlichen Belastungen und zu unterschiedlichen Zeitpunkten von Träger B15 dar. Die Messergebnisse von Träger B12 waren leider qualitativ und quantitativ unbrauchbar für eine Auswertung (vmtl. fehlerhafte Applikation der DMS).

Ausgehend vom Stabende kommt es unter den niedrigen Laststufen im ersten Drittel des Stoßes zu einem starken Anstieg der Spannungen. In der Mitte des Stoßes bildet sich ein horizontaler Verlauf der Spannungen abhängig von der Beanspruchung aus. Dabei bildet sich diese Art Plateau insbesondere bei geringen Belastungen und vergleichsweise langen Übergreifungslängen wie bei Balken B15. Steigen die Belastungen an, lagern sich die Spannungen auch in den Mittelbereich um und sind etwa halb so groß wie am Stoßende (annähernd linearer Verlauf). Folglich

ist bei höherer Stoßausnutzung etwa die Hälfte der Zugkraft von Stab zu Stab übertragen worden.

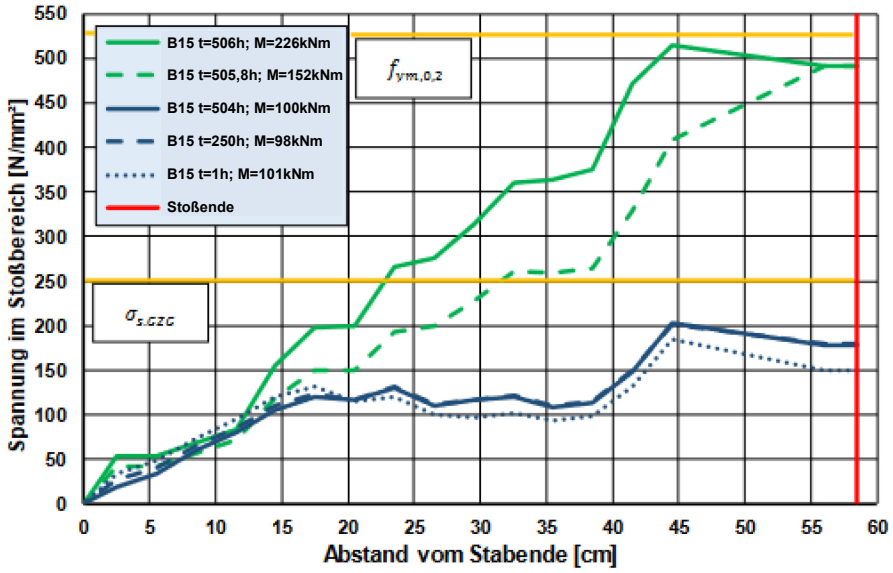


Bild 6-5: Stahlspannungsverlauf über die Stoßlänge, Träger B15

Im letzten Drittel des Stoßes kommt es dann erneut zu einem starken Anstieg bis zur maximalen übertragenden Spannung. Wie erläutert ist der Spannungsverlauf bei höherem Ausnutzungsgrad des Stoßes deutlich gleichmäßiger. Stellt man sich der Verläufe der niedrigen bis mittlere Belastungen gespiegelt vor, so lässt sich der Spannungsverlauf im Stoß nach *Leonhardt 1977* qualitativ annähern (*vgl. Bild 6-6*).

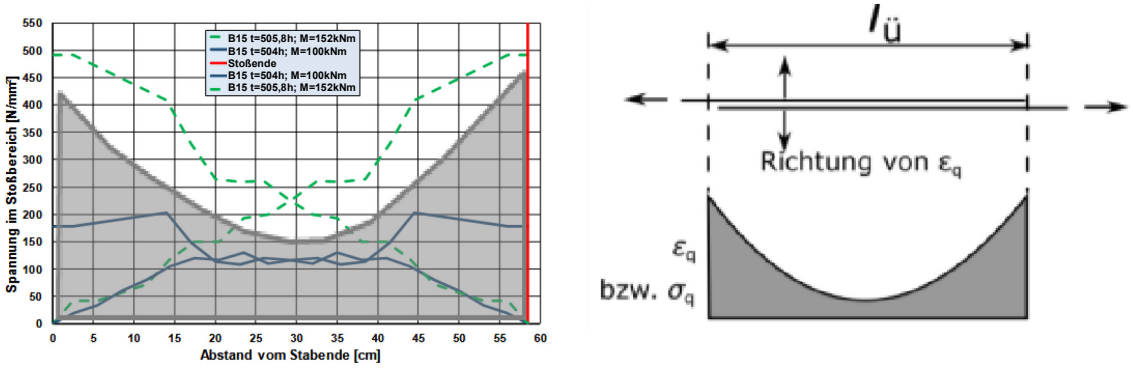


Bild 6-6: Stahlspannungsverlauf über die Stoßlänge, Träger B15

6.6.1.4 Dauerstandversuch

In den Diagrammen der *Bilder 6-7* bis *6-9* sind die Ergebnisse des gemessenen Schlupfes und der gemessenen Durchbiegungen der jeweils etwa 3 Wochen andauernden Dauerstandversuche dargestellt. Dabei werden Schlupf und Durchbiegung über die Zeit (logarithmisch) betrachtet. Die Diagramme mit den Maximalwerten für Schlupf und Durchbiegung können dem *Anhang B15* entnommen werden.

Bei beiden Versuchsträgern treten, sowohl beim Schlupf, als auch bei der Durchbiegung, die größten Veränderungen in den ersten 50-100 Stunden auf. Die zusammengefassten Differenzen können der *Tabelle 6-5* entnommen werden. Sowohl beim Schlupf als auch bei der Durchbiegung lassen sich zeitabhängige Erhöhungen feststellen. Tendenziell sind diese beim Balken B14 größer als beim Balken B15.

Es ist erkennbar, dass der Balken B14 im Vergleich zu B15 schon zu Beginn des Dauerstandversuchs einen deutlich höheren Anfangsschlupf aufweist (~0,29mm zu ~0,035 mm). Dazu kommt dann, wie bereits zuvor angesprochen, noch die mit der Zeit zu- nehmende Differenz dazu. Diese Differenz ist bei Träger B14 dreimal so hoch wie bei Träger B15 (0,06mm zu 0,02mm).

Der große Unterschied beim Anfangsschlupf lässt mit der im Vergleich 2/3 größeren Übergreifungslänge von B4 zu B2 erklären. Es ist deutlich mehr Verbundfläche vorhanden und die Verbundkräfte können sich besser verteilen, es kommt zu einer stark reduzierten Relativverschiebung. Die über den Dauerstand beobachtete Differenz resultiert aus dem Verbundkriecheffekten. Der Beton entzieht sich der Mitwirkung und die Stahldehnung, und damit auch die Relativverschiebungen vom Betonstahl zum umgebenden Beton, nehmen zu.

Die Anfangswerte der Durchbiegung liegen bei beiden Trägern in ähnlichen Dimensionen. So weist Balken B14 eine Durchbiegung von ~ 11,4mm und B15 von ~ 11,0mm am Kragarm auf. Im Feldbereich hebt Balken B14 ~ -3,0mm und B15 ~ -2,4mm zur Ausgangslage ab. Zum Ende der beiden Dauerstandversuche lassen sich an den Kragarmen kaum Unterschiede bei den Differenzen feststellen. So erhöht sich die Durchbiegung bei Balken B14 um ~ 2,7-2,8mm und bei Balken B15 um ~ 2,3-2,5mm.

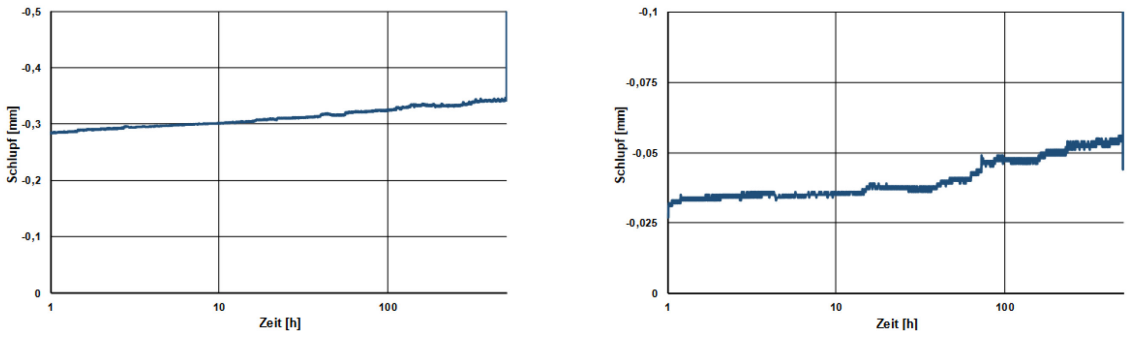


Bild 6-7: gemessener Schlupf am Stoßende über die Zeit (log); Träger B14 links, Träger B15 rechts

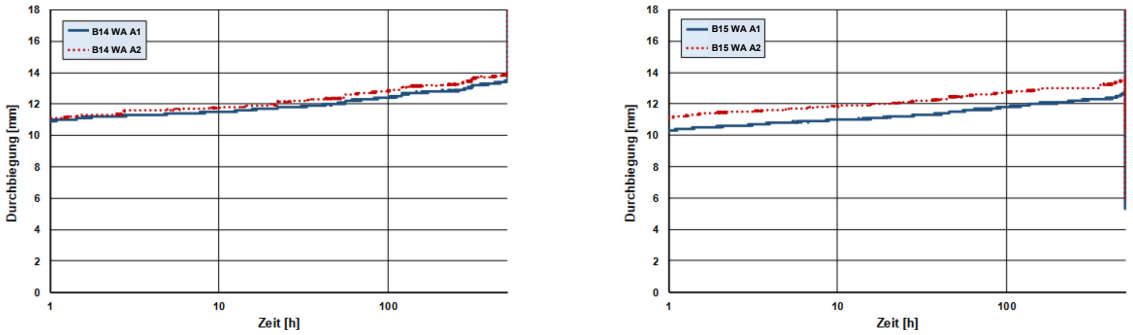


Bild 6-8: gemessene Durchbiegung (Kragarm) über die Zeit (log); Träger B14 links, Träger B15 rechts

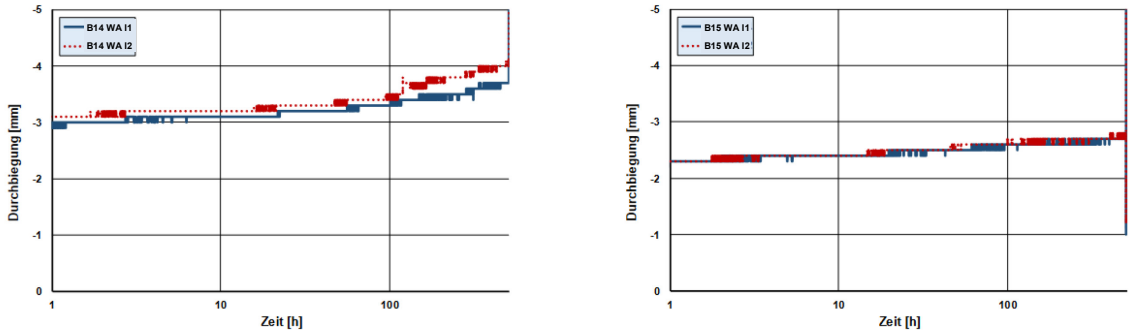


Bild 6-9: gemessener Durchbiegung (Feldmitte) über die Zeit (log); Träger B14 links, Träger B15 rechts

Tabelle 6-5: Schlupf- und Durchbiegungsdifferenzen

Differenz im Dauerstand (M≈100kNm) [mm]			
Versuch.	**Schlupf**	**Durchbiegung Kragarm [mm]**	**Hebung Feldmitte [mm]**
B14	0,06 (~21%)	2,7 - 2,8 (~24%)	0,6 - 0,9 (~25%)
B15	0,02 (~57%)	2,3-2,5 (~22%)	0,4 (~17%)

In Feldmitte jedoch gibt es deutliche Unterschiede. Während B14 um ~ 0,6-0,9mm höhere Abhebungen erfährt, sind es bei B15 nur ~ 0,4mm. Vermutlich kommt es hier durch den deutlich größeren Schlupf von B14 (Effekt des Verbundkriechens bei weniger Übergreifungslänge) auch zu stärkeren Verformungen im Feldbereich des Trägers. Es könnte sich also um eine Wechselwirkung mit dem Verbundkriechen handeln.

Abschließend kann man erkennen, dass die Verformungen sowohl für Anfangswerte, als auch für die zeitabhängigen Differenzen bei Träger B14 durch die kürzere Übergreifungslänge größer sind.

6.6.2 **Rissbreiten**

Die Messung der Rissbreiten erfolgte während des Dauerstandversuchs auf Gebrauchslastniveau, also bei einer rechnerischen Stahlspannung von etwa 250 N/mnm².

Zu Beginn des Versuchs bildeten sich zunächst Biegerisse über den Auflagern und danach auch im Feldbereich. Im Übergreifungsbereich der Bewehrung waren die Rissbreiten kleiner, resultierend aus dem doppelten Bewehrungsgrad. Zur Erfassung der Risse wurden über 21 Tage hinweg Setzdehnungsmessen an 3 Spuren vorgenommen und dokumentiert (*vgl. Kap. 3.3.3*). Auf den folgenden Seiten sind die Spuren A, B und C für Balken B14 und B15 abgebildet. Dabei wurden nur die größeren Rissbreiten in die Diagramme aufgenommen, da es bei den Versuchen zu großen Streubereichen kam. Die vollständigen Messungen können dem *Anhang B15* entnommen werden. Die Risse an den der Stoßenden sind in schwarz mit einem Dreieck bzw. Quadrat markiert. Innerhalb des Stoßes liegenden Risse werden in rot dargestellt. Die Risse außerhalb des Stoßes sind in blau und grün markiert (*vgl. Bild 6-13-Bild 6-18)*. Die Maximalwerte der Rissbreiten an den Stoßenden und außerhalb des Stoßes sind in *Tabelle 6-6* und *Tabelle 6-7* dargestellt. *Bild 6-10* zeigt die qualitativen Rissbilder beider Träger. Auf den Diagrammen über die Zeit auf den nächsten Seiten ist bei beiden Träger und für alle Spuren gut zu erkennen, dass es Temperaturschwankungen gegeben hat. Durch diese haben sich die Messwerkzeuge und der Beton verformt.

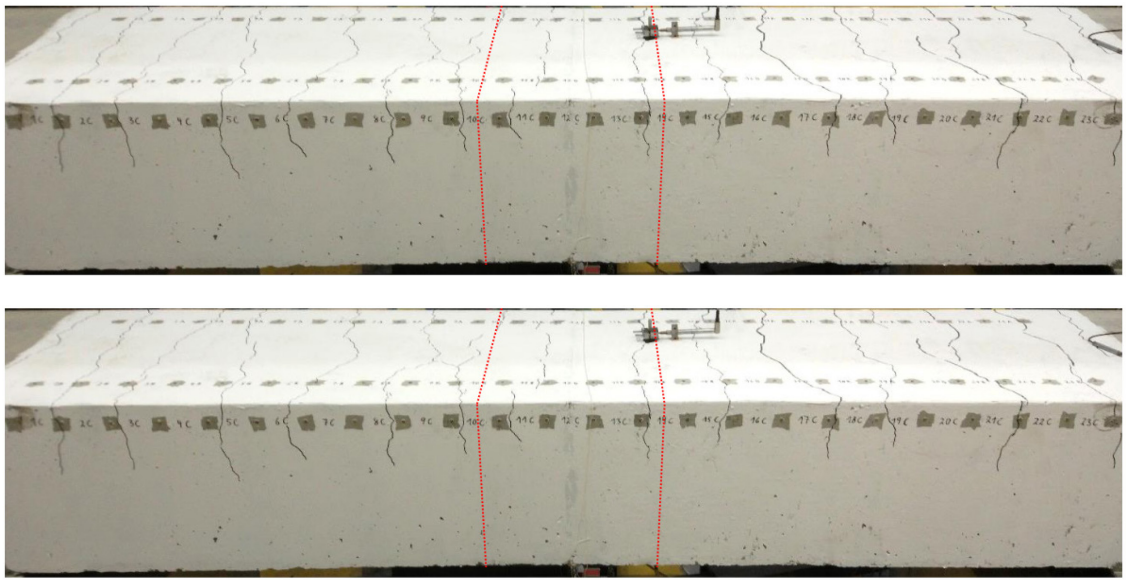


Bild 6-10: Rissbilder nach einer Belastungsdauer von 3 Wochen; Träger B14 oben, Träger B15 unten

Die Rissbreitenzunahme ist innerhalb der ersten 50-100 Stunden bei allen Messungen am größten. Das deckt sich mit dem zeitabhängigen Verhalten der beobachteten Durchbiegungen und des Schlupfes. Außerdem ist auch bei den Rissbreiten eine kontinuierliche Zunahme zu beobachten. Diese bewegt sich für die maximalen Risse zwischen 15 und 38%, im Mittel etwas über 20%. Ähnlich verhielt es sich auch beim Schlupf und der Durchbiegung.

Ein Vergleich der maximalen Rissbreiten beider Träger erweist sich als schwierig, aufgrund der recht hohen Streuungen. Erkennbar ist jedoch, dass diese sich außerhalb und innerhalb des Stoßbereichs quantitativ ähneln. An den Stoßenden treten allerdings bei Träger B15 kaum Risse auf.

6.6.2.1 Träger B14

Die Risse im Stoßbereich bei Träger B14 traten bei den Spuren A-C hauptsächlich an den Stoßenden auf. Diese Beobachtung deckt sich mit dem qualitativen Verlauf der Spannungen im Übergreifungsstoß nach *Leonhardt 1977*. Die Rissbreiten außerhalb des Stoßes überschritten allerdings oft leicht diejenigen an den Stoßenden. Damit kann für Balken B2 ausgesagt werden, dass die Risse an den Stoßenden nicht zwingend größer sind als außerhalb des Übergreifungsbereichs.

Die Rissbreiten der Spur C (in Höhe der Querbewehrung) waren etwas kleiner als auf der Oberseite des Balkens, da der Riss hier noch nicht vollständig geöffnet ist

Beim Versagen der Betondeckung im Stoßbereich verlief der senkrecht zur Bewehrung aus- gerichtete Bruchriss wie erwartet im Bereich 10 und 14 (A/B/C), also am Stoßende und öffnete sich leicht zu den Seiten hin (*vgl. Bild 6-11*). Der parallele Bruchriss verlief auf Höhe der Längsbewehrung.



Bild 6-11: Bruchzustand; Träger B14

6.6.2.2 Träger B15

Die Risse im Stoß bei Träger B15 traten bei den Spuren A-C hauptsächlich innerhalb des Bereichs der Übergreifungslänge auf. In Spur C (Höhe der Querbewehrung) kam es zu keinem Riss an den Stoßenden. Auf der Balkenoberseite trat nur in Spur A ein einziger Riss am Ende des Stoßes auf.

Diese Beobachtung erscheint ungewöhnlich, da die Spannungen im Stoßbereich an den Enden nach *Leonhardt 1977* maximal sind.

Beim Versagen der Betondeckung verlief der senkrecht zur Bewehrung ausgerichtete Bruchriss dann allerdings wie erwartet im Bereich 9 und 15 (A/B/C), also am Stoßende und öffnete sich leicht zu den Seiten hin (*vgl. Bild 6-12*). Vor dem Versagen war dies nicht zu erkennen. Die Spannungen lagerten sich vermutlich in die direkt benachbarten Bereiche 8 und 10 bzw. 14 und 16 um. Dort wurden übereinstimmend auch entsprechende Rissbreiten gemessen (*vgl. Bilder 6-13 – 6-18*). Der parallele Bruchriss verlief auf Höhe der Längsbewehrung. Die Rissbreiten außerhalb des Stoßes überschritten auch hier oft diejenigen an den Stoßenden. Hier sogar eindeutiger als bei Träger B14. Damit kann auch für Balken B15 ausgesagt werden, dass die Risse an den Stoßenden nicht zwingend größer sind als außerhalb des Übergreifungsstoßes.

Die Rissbreiten der Spur C (in Höhe der Querbewehrung) waren bei Träger B15 vergleichbar bzw. minimal kleiner als auf der Balkenoberseite, da der Riss hier noch nicht vollständig geöffnet ist. Der Unterschied war allerdings minimal.



Bild 6-12: Bruchzustand; Träger B15

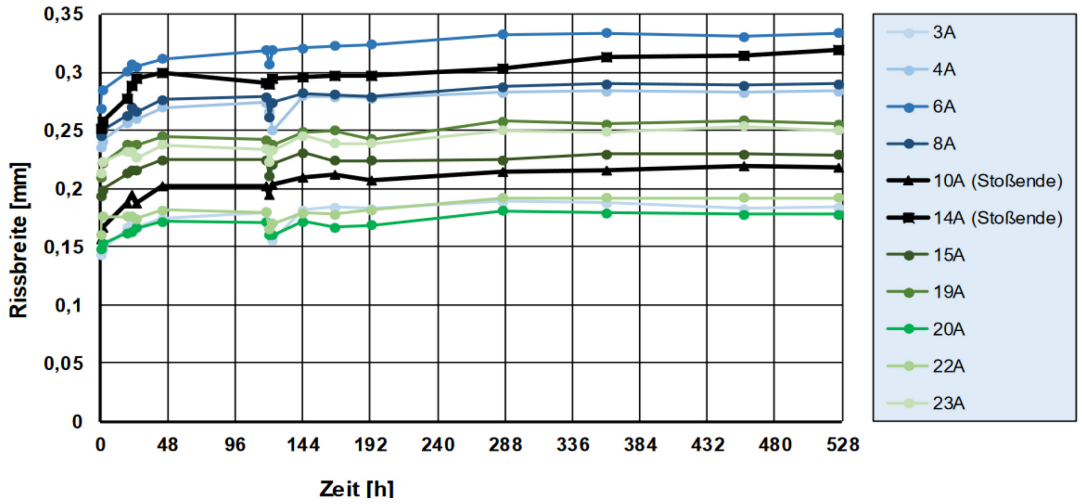


Bild 6-13: Zeitliche Entwicklung der Rissbreiten, Träger B14: Spur A

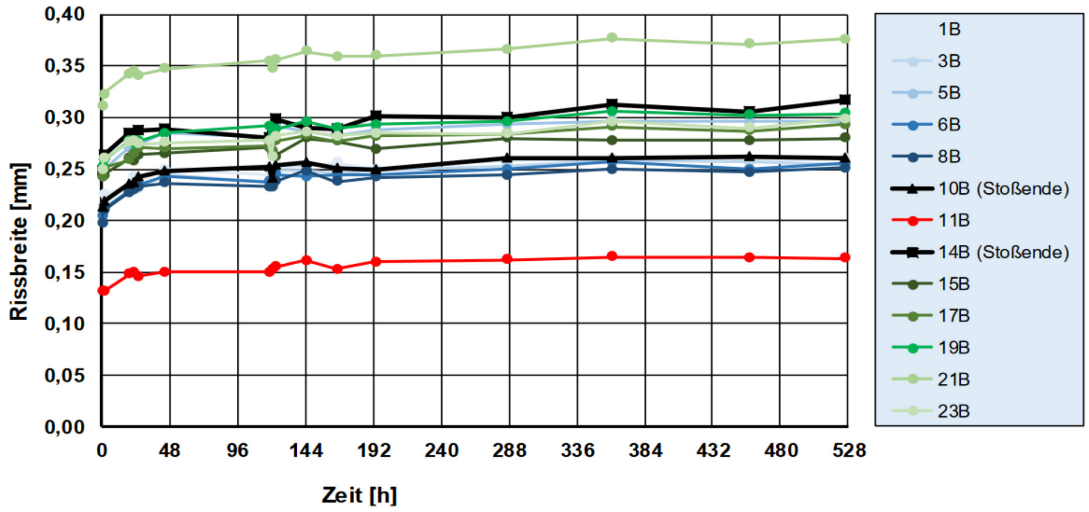


Bild 6-14: Zeitliche Entwicklung der Rissbreiten, Träger B14: Spur B

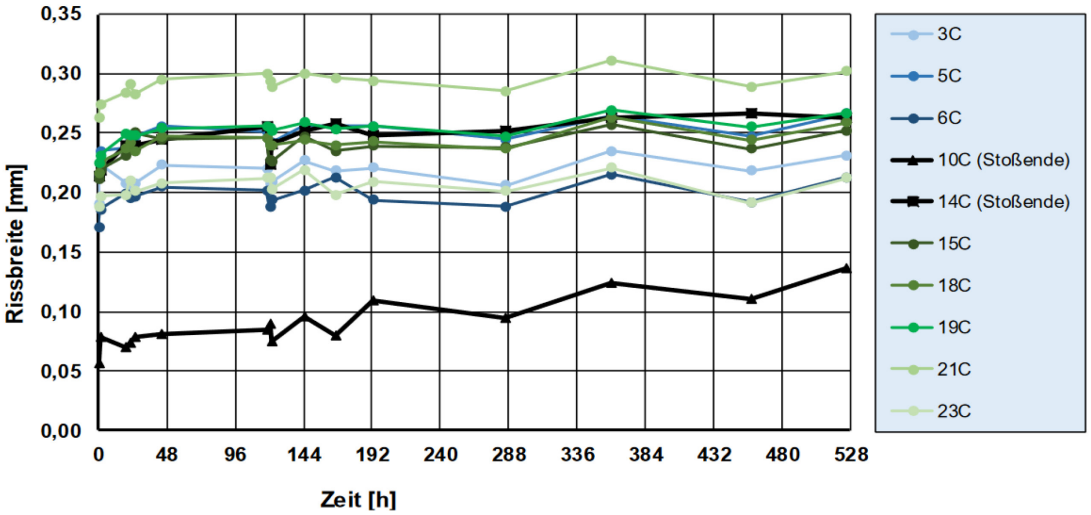


Bild 6-15: Zeitliche Entwicklung der Rissbreiten, Träger B14: Spur C

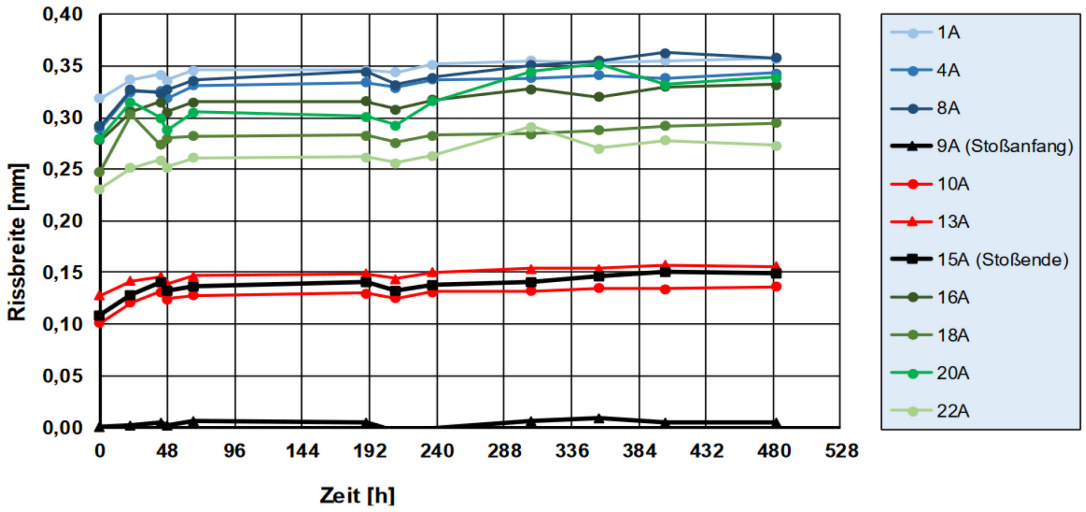


Bild 6-16: Zeitliche Entwicklung der Rissbreiten, Träger B15: Spur A

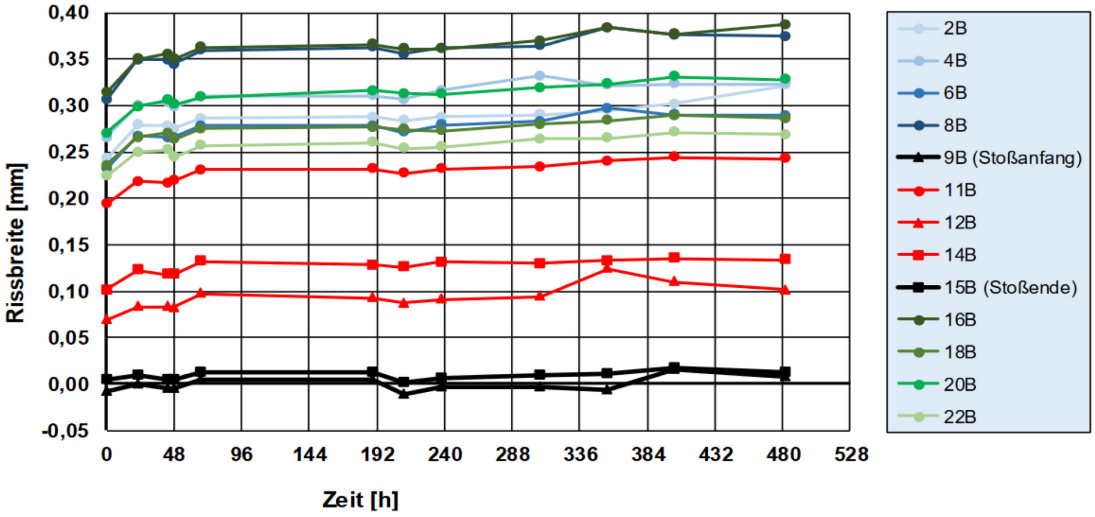


Bild 6-17: Zeitliche Entwicklung der Rissbreiten, Träger B15 Spur B

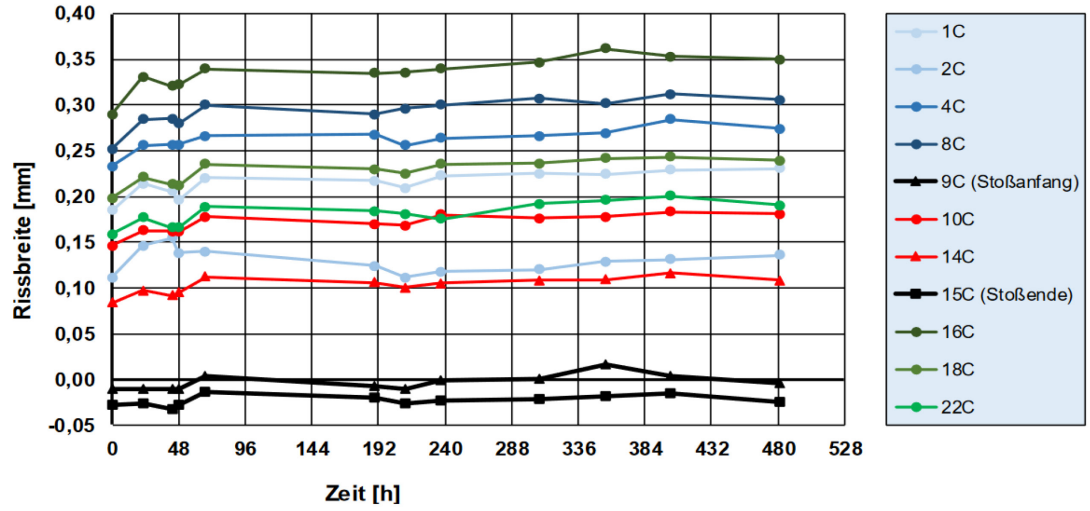


Bild 6-18: Zeitliche Entwicklung der Rissbreiten, Träger B15 Spur C

Tabelle 6-6: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten auf der Balkenoberseite

Versuch	σ_s = 250N/mm^2		
	w_{max} [mm] *Stoßenden*	w_{max} [mm] *innerhalb der Stöße*	w_{max} [mm] *außerhalb der Stöße*
B14 (t0=62) V.-Beginn	0,252	0,131	0,311
B14 (t=83)	0,320	0,163	0,376
V.-Ende	(~27%)	(~24%)	(~21%)
B15 (t0=74) V.-Beginn	0,108	0,194	0,319
B15 (t=95)	0,149	0,243	0,387
V.-Ende	(~38%)	(~25%)	(~21%)

Tabelle 6-7: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten in Höhe der Querbewehrung

Versuch	σ_s = 250N/mm^2		
	w_{max} [mm] *Stoßenden*	w_{max} [mm] *innerhalb der Stöße*	w_{max} [mm] *außerhalb der Stöße*
B14 (t0=62) V.-Beginn	0,214	≤ 0	0,263
B14 (t=83)	0,263	≤ 0	0,302
V.-Ende	(~23%)	(0%)	(~15%)
B15 (t0=74) V.-Beginn	≤ 0	0,146	0,290
B15 (t=95)	≤ 0	0,181	0,350
V.-Ende	(0%)	(~24%)	(~21%)

6.7 Vergleich mit baugleichen statischen Versuchen

6.7.1 **Versagen im GZT**

Vergleicht man die Bruchmomente der baugleichen Versuchskörper B2 und B4 als Referenzversuch (*vgl. Kap. 5*), so kann man eine gute Übereinstimmung feststellen. Die Träger der Reihe B4 haben ein beinahe identisches Bruchmoment bei sehr ähnlichen Beton- und Betonstahl-Kennwerten. Reihe B2 weist auch eine ähnliche Tragfähigkeit auf, allerdings ist hier die Betondruck- und -zugfestigkeit geringer, was zu einem niedrigeren Bruchmoment führt (*vgl. Tabelle 6-8*). Für das Versagen maßgeblich ist bei allen Versuchen der Übergreifungsstoß mit einem charakteristischen Abplatzen der Betondeckung im Stoßbereich.

Tabelle 6-8: Versagenslasten der Referenzversuche B2, B4 sowie der Versuche B14 und B15

Versuch	Bruchmoment [kNm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	f_{ctm} [N/mm²]
B2	168	43,63	3,01
B14	192	48,00	3,23
B4	227	46,31	3,15
B15	226	48,12	3,24

6.7.2 **Last- Durchbiegungsverhalten**

Das Verformungsverhalten der Versuchsreihen verläuft bis zum Bruch qualitativ nahezu identisch. Versuchskörper B2 erreicht bei beiden Versuchen nicht das Fließen des Betonstahls. Bei Reihe B4 gibt es, übereinstimmend ab einem Moment von etwa 215kNm, ein Fließplateau.

6.7.3 **Spannungen im Stoßbereich**

Die Spannungen im Stoßbereich für B2 kann leider auf Grund von fehlerhaften DMS- Messungen nicht vergleichen werden.

Bei Versuchsreihe B4 kommt es zu ähnlichen Spannungen und Verläufen, wenn man diese in Abhängigkeit vom Abstand zum Stabende aufträgt. Beim Versuch B4 war für höhere Ausnutzungen der annährend lineare Verlauf allerdings nicht so sehr ausgeprägt wie in *Bild 6-5* sichtbar. Generell lässt sich jedoch auch bei den Spannungen im Stoßbereich eine gute Übereinstimmung feststellen.

6.7.4 **Rissbreiten**

Die stärkste Zunahme bei der zeitlichen Entwicklung der Rissbreiten erfolgte am Anfang der Dauerbelastung. Zum Ende der Belastungsdauer von 21 Tagen hin werden die Zuwächse geringer.

Bei den Rissbreiten fällt auf, dass bei dem Referenzversuch B2 etwas größere Rissbreiten auftraten als beim Versuch B14, was durch die niedrigere Betonzugfestigkeit zu erklären ist. Die Rissbreiten von Referenzversuch B4 waren weitestgehend gleich wie beim Versuch B15.

Für alle Versuche wurde festgestellt, dass die Risse an den Stoßenden nicht immer größer sind als außerhalb des Übergreifungsstoßes. Eher war das Gegenteil der Fall.

Die Zunahme der Rissbreiten unter der Dauerlast von 21 Tagen betrug im Mittel etwa 21 %. Die zeitliche Zunahme der Rissbreiten an den Stoßenden betrug im Mittel 32,5 % (*vgl. Tabelle 6-6*).

6.7.5 **Zusammenfassung und Wertung**

Die nach DIN EN 1992-1-1 auf Mittelwertniveau ausgelegten Versuchsträger wiesen zum Ende der Versuche (Laststeigerung über die Dauerlast bis zum Bruch) eine ausreichende Tragfähigkeit auf.

Unter Gebrauchslastniveau wurde keine außergewöhnliche Erhöhung der Rissbreiten an den Stoßenden im Vergleich mit den Bereichen außerhalb der Übergreifung beobachtet. Die anfängliche Frage zur Notwendigkeit der erhöhten Übergreifungslängen des Nationalen Anhangs resultie-

rend aus den angeblich größeren Rissbreiten durch einem Steifigkeitssprung kann damit beantwortet werden. Das genannte Kriterium kann bei den hier durchgeführten Versuchen nicht bestätigt und als Begründung für deutlich längere Übergreifungen verwendet werden. Die Ergebnisse sind qualitativ Deckungsgleich mit denen aus *Kapitel 5*. Auch die Dauerlast hat hier keinen Einfluss auf eine Rissbreitenzunahme an den Stoßenden.

Beim Träger B14 kam es im Laufe des Dauerstandversuchs beim Schlupf und bei der Verformung zu etwas höheren absoluten Zunahmen als beim Träger B15. Relativ gesehen betrugen diese beim Träger B14 etwas mehr als 20%. Für Träger B15 gilt dies für die Verformungen in etwa ebenfalls. Der Schlupf stieg jedoch im Vergleich zum Anfangsschlupf bei Erreichen der Dauerlast um über 50% an. Die Tragfähigkeit wurde durch diese Erhöhung kaum beeinflusst. Die Differenzen beim Schlupf und bei der Verformung können durch Kriecheffekte, insbesondere das Verbundkriechen, erklärt werden.

7 Ergänzende eigene Versuche zu Übergreifungsstößen bei 2-lagiger Bewehrung und großer Betondeckung

7.1 Problemstellung

In Ländern, wie beispielsweise Dänemark und den Niederlanden, ist bei Anordnung einer 2-lagigen Bewehrung die Ausbildung eines 100%-Stoßes in einer Lage eine bei Tunnelbauwerken im Bereich von Arbeitsfugen übliche und bewährte Konstruktionsweise.

In *Bild 7-1* sind Möglichkeiten für die Anordnung von Übergreifungsstößen bei 2-lagiger Bewehrungsführung abgebildet. Bei allen dargestellten Stößen handelt es sich jeweils um einen 50%-Stoß der Bewehrung in einem Querschnitt. Im Tunnelbau werden in den genannten Ländern in der Praxis bei Anwendung des originalen Eurocode 2 (*EN 1992-2*) üblicherweise diese Übergreifungsstöße entsprechend *Bild 7-1 (b)* und *(c)* ausgeführt. Dabei wird die Bewehrung in einer Lage zu 100% gestoßen während sie in der zweiten Lage durchläuft. Nach deutschem Regelwerk *DIN EN 1992-2/NA* ist eine solche Ausführung nicht grundsätzlich ausgeschlossen. Allerdings kommt diese aufgrund zusätzlicher Anforderungen an die Ausbildung der Querbewehrung in Form von Bügeln im Übergreifungsbereich i.d.R. nicht zum Einsatz. In Deutschland werden die Übergreifungsstöße bei 2-lagiger Bewehrung i.d.R. entsprechend der Anordnung in *Bild 7-1 (d)* ausgeführt. In einer Lage werden dabei maximal 50% der Bewehrung gestoßen.

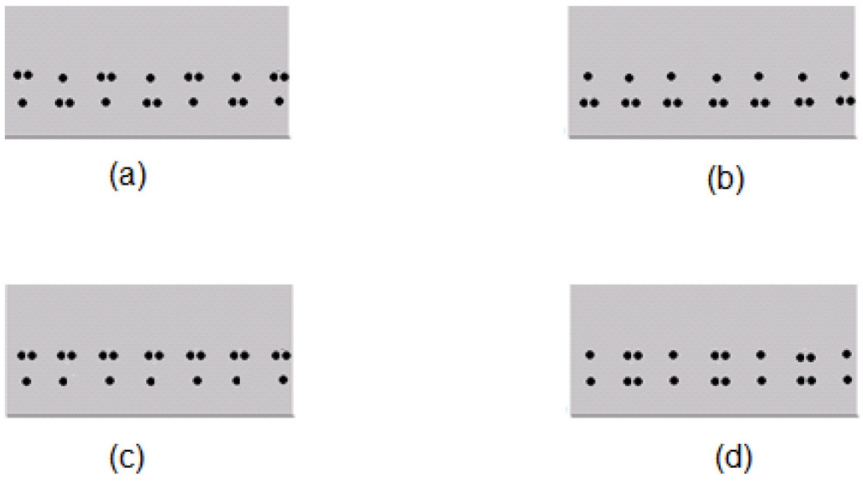


Bild 7-1: Möglichkeiten für die Anordnung von Übergreifungsstößen bei 2-lagiger Bewehrungsanordnung

Bei Ausführung nach EN 1992-2 ist die *Bild 7-1 (b)* dargestellte Anordnung der Übergreifungsstöße üblich für den Tunnelbau, insbesondere wenn der Tunnel in Ortbetonbauweise mit Arbeitsfugen hergestellt wird.

Ein Beispiel für eine Stoßausbildung in Anlehnung an die Konfiguration (b) ist in *Bild 7-2* dargestellt. An Stellen mit hoher Momentenbeanspruchung, an denen die Grundbewehrung nicht ausreicht, wird eine zusätzliche zweite Bewehrungslage (evtl. sogar eine dritte Lage) angeordnet. Die Länge, über die diese zusätzlichen Bewehrungsstäbe benötigt werden, ist normalerweise so kurz, dass in der zweiten Lage keine Stöße erforderlich sind. In den Arbeitsfugen werden alle Stäbe in der ersten, durchlaufenden Lage gestoßen. Die Stäbe in der zweiten Lage sind außerhalb dieses Stoßbereichs verankert.

Unter der Annahme, dass der Durchmesser der gestoßenen Stäbe $\geqslant$ 20 mm ist, darf nach *EN 1992-2* i.d.R. bei der Ausbildung der Querbewehrung die Gesamtquerschnittsfläche ΣA_{st} (Summe aller Schenkel die parallel zur Lage der gestoßenen Bewehrung verlaufen) nicht kleiner sein als die Querschnittsfläche A_s eines gestoßenen Stabes ($\Sigma A_{st} \geqslant A_s$). Die Querbewehrung sollte an der Außenseite der gestoßenen Bewehrung gemäß *EN 1992-2*, Bild 8.9 angeordnet werden.

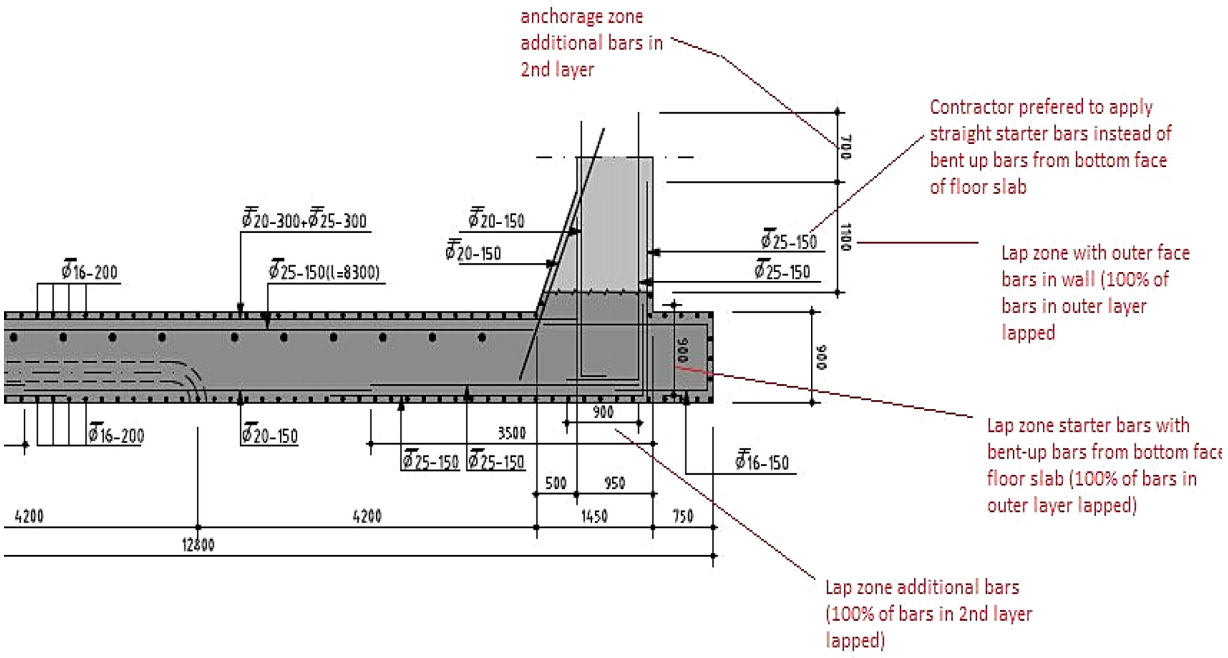


Bild 7-2: Typische Stoßausbildung bei mehrlagiger Bewehrung im Bereich der Bodenplatte und der Außenwand am Beispiel des Tunnels im Zuge der North-South Metro Linie in Amsterdam

7.2 Unterschiede zwischen den Regelungen der EN 1992-2 und DIN EN 1992-2/NA für die Ausbildung von Übergreifungsstößen bei mehrlagiger Bewehrung

In Abschnitt 8.7.2 in *EN 1992-2* und *DIN EN 1992-2* sind die Grundlagen für die konstruktive Ausbildung von Übergreifungsstößen festgelegt. Danach ist nach Abschnitt 8.7.2 (4) i.d.R. für

Stäbe in mehreren Lagen der Anteil der in einer Lage gestoßenen Zugstäbe auf 50% zu reduzieren. Ein 100% Stoß in einer Lage bei mehrlagiger Bewehrung wird zwar nicht grundsätzlich gänzlich ausgeschlossen.

Allerdings enthält der deutsche Nationale Anhang zur *DIN EN 1992-2* im Abschnitt 8.7.4.1 (3) ein NCI:

Werden bei mehrlagiger Bewehrung mehr als 50% des Querschnitts der einzelnen Lagen in einem Schnitt gestoßen, sind die Übergreifungsstöße durch Bügel zu umschließen, die für die Kraft aller gestoßenen Stäbe zu bemessen sind.

Diese Forderung nach Verbügelung ist in der Ausführung sehr aufwändig.

In flächigen Bauteilen darf die Querbewehrung nach diesem NCI auch gerade sein, wenn die Übergreifungslänge um 30% erhöht wird oder der Abstand der Stoßmitten benachbarter Stöße in Längsrichtung etwa 0.5 l_0 beträgt. Dann ist kein bügelartiges Umfassen der Längsbewehrung erforderlich.

7.3 Stand des Wissens bei Stößen in mehrlagiger Bewehrung

In der Literatur konnten Hintergründe zu den Regelungen der *DIN EN 1992-2/NA* und der *EN 1992-2* im Hinblick auf die Ausbildung eines 100%-Stoßes in einer Lage bei 2-lagiger Bewehrungsanordnung (entspricht einem 50% Stoß in einem Querschnitt bei 2-lagiger Bewehrung) nicht recherchiert werden.

In *DIN EN 1991-1-1/NA* wird dazu auf *DAfStb Heft 300* verwiesen. Hiernach fehlen für Stöße mehrlagiger Bewehrungen ausreichende Versuchserfahrungen, um weitergehende Regeln einzuführen.

Daher wurden eigene spezifische Versuche zu Übergreifungsstößen bei 2-lagiger Bewehrung durchgeführt, auch aufgrund der positiven Erfahrungen in Dänemark und den Niederlanden.

Die Ergebnisse der Versuche werden im Folgenden vorgestellt. Die Ergebnisse zeigen eine erste Tendenz für die Einordnung und Bewertung derartiger Stöße hinsichtlich Tragfähigkeit im GZT und Einhaltung der Kriterien im GZG auf.

7.4 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen

7.4.1 Definition der Randbedingungen

Für das Versuchsprogramm waren 3 Varianten für die zu stoßende Bewehrung vorgesehen. Um die zu erwartenden Streuungen ebenfalls zu erfassen wurde jede Bewehrungskonfiguration jeweils 3-mal getestet. Dementsprechend ergaben sich insgesamt neun 4-Punkt-Biegeversuche.

Die Übergreifungsstöße waren dabei im Bereich der konstanten Momentenbeanspruchung angeordnet. Im Fokus der experimentellen Untersuchungen stand neben der Bestimmung der Tragfähigkeit das Rissverhalten. Zusätzlich wurden die Verformung und der Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich messtechnisch erfasst. Das vollständige Versuchsprogramm ist in *Tabelle 7-1* dargestellt.

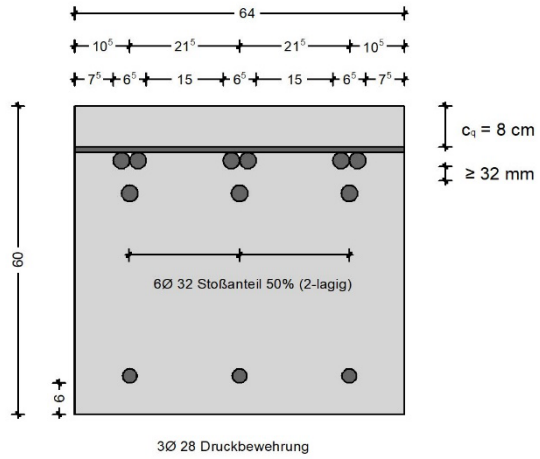
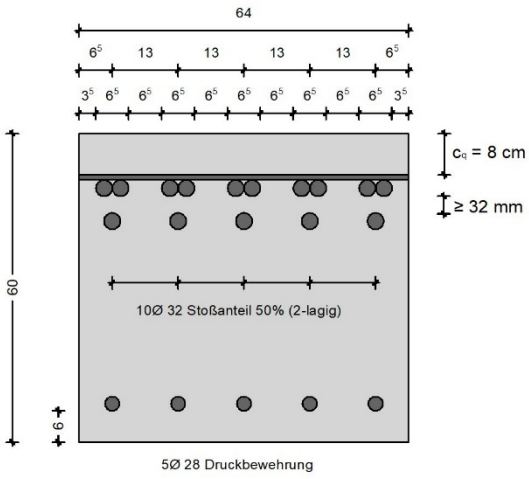
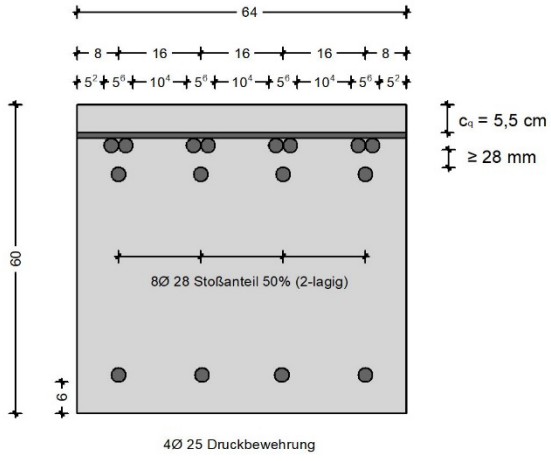
Tabelle 7-1: Versuchsprogramm 4-Punkt-Biegeversuche (Übergreifungslänge l_0 auf Grundlage des Mittelwerts der Verbundfestigkeit f_{bm})

Versuch	$Ø_s$ [mm]	c_l [mm]	α_2	α_6	l_0 [cm]	Stoßanteil	lichter Stababstand	Betonfestigkeit	Verbundbedingungen
B11	32	92	0,798	1,4	53,9	50%	a = 15,0 cm < 8Ø	C 35/45	gut
B12	32	92	1,0	1,4	67,6	50%	a = 6,5 cm < 8Ø		
B13	28	67	0,871	1,4	51,5	50%	a = 10,4 cm < 8Ø		

7.4.2 **Wahl der Prüfkörperabmessungen**

Alle Versuchsträger B11, B12 und B13 wurden im Feld und somit im Übergreifungsbereich mit den Querschnittsabmessungen von b/h = 64/60 cm, hergestellt. Zur Gewichtsreduktion wurden die 1,70 m langen Kragarme über eine Länge von 135 cm als T-Querschnitt mit den Abmessungen von $b/b_{Steg}/h_{Platte}$ von 64/30/25 cm ausgebildet. Der Querschnitt war so dimensioniert, dass die vorab experimentell an Proben bestimmte Streckgrenze der Biegebewehrung erreicht werden konnte, ohne dass ein Versagen der Betondruckzone zu erwarten war. Eine Verbügelung im Stoßbereich war nicht vorgesehen, da die Versuchskörper den Ausschnitt eines flächigen plattenartigen Bauteils repräsentieren sollten. Eine Übersicht der geometrischen Parameter der einzelnen Versuchskörper ist der *Tabelle* 7-2 zu entnehmen. Die Herstellung erfolgte so, dass gute Verbundbedingungen ($\eta_1 = 1{,}0$) maßgebend waren. Die Übergreifungsstöße waren nicht gemäß *DIN EN 1992-2/NA*, NCI zu 8.7.4.1 (3) durch Bügel umschlossen.

Tabelle 7-2: Geometrische Parameter der Versuchsträger

Versuch	Querschnitt	Parameter
B11		C35/45 BSt 500 Ausführung l_0: $l_0 = l_{0,EC2}$ Stoßanteil 50% Bewehrungsdurchmesser: $Ø_{s,l}$ = 32 mm $Ø_{s,q}$ = 12 mm Betondeckung: c_l = 9,2 cm c_q = 8,0 cm lichter Stababstand: a= 15,0 cm < 8Øs
B12		C35/45 BSt 500 Ausführung l_0: $l_0 = l_{0,EC2}$ Stoßanteil 50% Bewehrungsdurchmesser: $Ø_{s,l}$ = 32 mm $Ø_{s,q}$ = 12 mm Betondeckung: c_l = 9,2 cm c_q = 8,0 cm lichter Stababstand: a= 6,5 cm < 8Øs
B13		C35/45 BSt 500 Ausführung l_0: $l_0 = l_{0,EC2}$ Stoßanteil 50% Bewehrungsdurchmesser: $Ø_{s,l}$ = 28 mm $Ø_{s,q}$ = 12 mm Betondeckung: c_l = 6,7 cm c_q = 5,5 cm lichter Stababstand: a= 10,4 cm < 8Øs

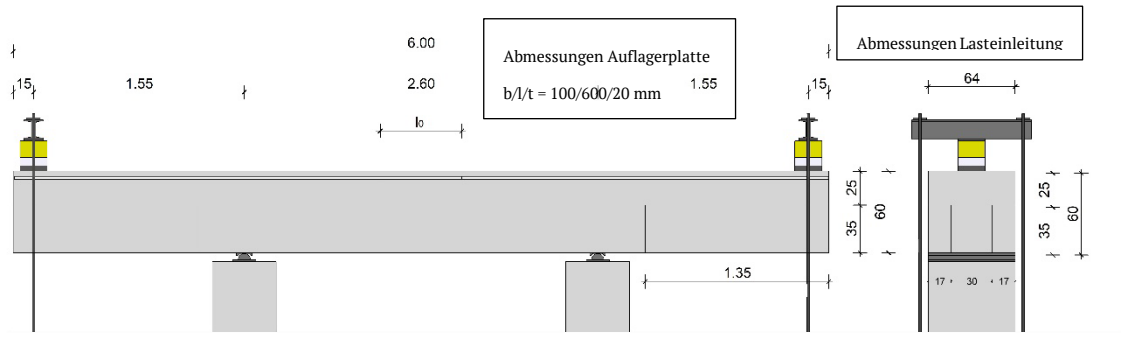


Bild 7-3: Schematische Übersicht des Versuchsaufbaus und der Balkenabmessungen

Die Bemessung der Übergreifungslängen erfolgt nach *EN 1992-2*, um zu überprüfen, ob die gegenüber *DIN EN 1992-2/NA* kleineren Übergreifungslängen ausreichend für ein einwandfreies Bauteilverhalten unter Gebrauchslasten sind und ausreichend tragfähig sind.

Tabelle 7-3: Übergreifungslängen auf Basis des Mittelwertniveaus der Verbundfestigkeit f_{bm} nach *EN 1992-1-1*

Versuch	$Ø_s$ [mm]	$f_{bm,C35/45}$ [MN/m²]	$l_{b,rqm}$ [cm]	α_2 EN 1992-1-1	l_{bm} [cm]	α_6 EN 1992-1-1	l_0 [cm]
B11	32	7,2	48,3	0,798	38,5	1,4	**53,9**
B12	32	7,2	48,3	1,0	48,3	1,4	**67,6**
B13	28	7,2	42,3	0,871	36,8	1,4	**51,5**

7.4.3 **Wahl von Bewehrung und Beton**

7.4.3.1 Betonstahl

Die in den Versuchen verwendeten Betonstähle BSt 500 mit den jeweiligen Durchmessern entstammten einer Charge. Die Betonstahlkennwerte der jeweiligen Stabdurchmesser wurden an jeweils drei Prüfkörpern gemäß *DIN EN ISO 6892-1* bestimmt. Ermittelt wurden die 0,2% Dehngrenze $f_{y,0,2}$, die Zugfestigkeit f_t sowie der Elastizitätsmodul E_s. Die Ergebnisse der einzelnen Proben sowie der Mittelwerte sind der *Tabelle 7-4* zu entnehmen. Die bezogene Rippenfläche der Stäbe Ø28 und Ø32 wurde mit f_r = 0,056 als Mindestwert vom Hersteller garantiert.

7.4.3.2 Beton

Die Versuchsträger B11, B12 und B13 wurden in drei Chargen (C1, C2, C3) hergestellt (vgl. *Tabelle 7-5*). Aufgrund der großen Betonmenge wurde Transportbeton verwendet. Für den

Beton wurde eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 50 N/mm² am Versuchstag angestrebt, was einem C35/45 entspricht. Um die Aushärtezeit zu verkürzen, kam ein schnell erhärtender Zement der Festigkeitsklasse CEM I 42,5 R zum Einsatz. Angaben zur Betonzusammensetzung enthält der *Anhang B16*.

Tabelle 7-4: Materialkennwerte BSt Ø32 (links) und BSt Ø28 (rechts)

Probe	F_u [kN]	$f_{y,0,2}$ [N/mm²]	f_t [N/mm²]	E_s [N/mm²]		Probe	F_u [kN]	$f_{y,0,2}$ [N/mm²]	f_t [N/mm²]	E_s [N/mm²]
1	585,7	607,1	728,5	218162		1	433,1	585,3	703,4	212372
2	587,4	609,2	730,6	215367		2	434,3	587,1	705,3	219284
3	586,4	607,5	729,4	216656		3	432,5	582,5	702,4	214289
Mittelwerte		$f_{ym,0,2}$ [N/mm²]	f_{tm} [N/mm²]	E_{sm} [N/mm²]		**Mittelwerte**		$f_{ym,0,2}$ [N/mm²]	f_{tm} [N/mm²]	E_{sm} [N/mm²]
		607,9	729,5	216728				585,0	703,7	215315

Tabelle 7-5: Festbetoneigenschaften am Versuchstag

Versuch	$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	$f_{cm,core}$ [N/mm²]	$f_{ctm,sp,core}$ [N/mm²]
B11C1	25,85 / 32 d	21,27 / 32 d	2,02/ 32 d
B12C1	25,32 / 28 d	21,22 / 28 d	2,01/ 28 d
B13C1	29,36 / 60 d	25,67 / 60 d	2,15 / 60 d
B11C2	39,16 / 30 d	31,98 / 30 d	2,85 / 30 d
B12C2	39,05 / 27 d	31,90 / 27 d	2,99 / 27 d
B13C2	39,16 / 34 d	32,02 / 34 d	2,97 / 34 d
B11C3	40,05 / 30 d	32,05 / 30 d	3,04 / 30 d
B12C3	39,00 / 25 d	31,96 / 25 d	2,98 / 25 d
B13C3	40,05 / 32 d	32,05 / 32 d	3,09 / 32 d

Es ist anzumerken, dass bezogen auf die angestrebte Festigkeit von 50 N/mm², alle drei Chargen deutlich kleinere Werte aufwiesen. Bei Charge 1 könnte die hohe Außentemperatur von 40 °C während des Betoniervorgangs eine Rolle gespielt haben. Um eine Verarbeitbarkeit zu gewährleisten war eine Zugabe von Wasser und Fließmittel hier unumgänglich, sodass sich die Festigkeitsminderung durch einen möglicherweise höheren w/z-Wert erklären lässt. Wenn gleich die Chargen 2 und 3 höhere Festigkeiten lieferten, konnte eine angestrebte mittlere Würfeldruckfestigkeit von 50 N/mm² nicht erreicht werden. Bei den Chargen 2 und 3 wurde bewusst auf die nachträgliche Zugabe von Wasser und Fließmittel verzichtet. Die Konsistenz war bei beiden

Chargen sehr steif und die Verarbeitung gestaltete sich aufwendig. Ein daraus resultierender negativer Einfluss auf die Druck-, Zug-, und Verbundfestigkeit ist nicht auszuschließen. Messungen am Frischbeton zur Bestimmung von Konsistenz und w/z-Wert wurden nicht vorgenommen. Für die Bewertung der Stoßtragfähigkeit relativiert sich allerdings die Bedeutung der Betonfestigkeit, da die Tragfähigkeit auf Grundlage der tatsächlichen Betondruckfestigkeit zurückgerechnet wurde. Das Verhältnis zwischen versuchstechnisch bestimmter Druck- und Zugfestigkeit war bei allen Chargen plausibel.

7.5 Versuchsaufbau und Messtechnik

Versuchsaufbau und die Messtechnik wurden analog zu den in Kapitel 5 beschriebenen Versuchen ausgebildet (*vgl. Kap. 5.3*).

7.6 Versuchsergebnisse

7.6.1 **Tragverhalten**

In allen Versuchen trat ein sprödes Stoßversagens auf. Dabei entstanden vor dem Versagen zuerst die typischen breiten, senkrecht zur Balkenachse verlaufenden, Risse an den Stoßenden. Das Versagen wurde durch die Bildung von Längsrissen über den Stoßmitten parallel zur Stoßachse und der anschließenden Bildung des horizontalen Bruchrisses, an der Balkenseitenfläche in Achse der Längsbewehrung, infolge der Ringzugspannungen mit Überschreiten der Betonzugfestigkeit eingeleitet. Infolgedessen löste sich im Stoßbereich der Beton oberhalb der Bewehrung (Betondeckung) bei Erreichen der Traglast des Stoßes schlagartig und schollenartig ab (*vgl. Bild 6-3*).

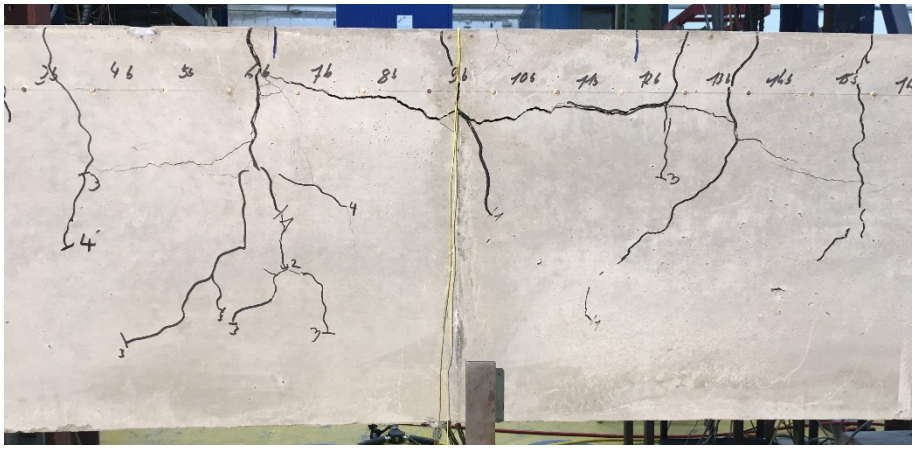


Bild 7-4: Rissbild unmittelbar beim Stoßversagen (Versuch B10C1)

Das Last- Durchbiegungsbeziehungen der Träger B11-B13 sind in den *Bildern 7-5 – 7-7* dargestellt. Bei allen Versuchsträgern handelte es sich bezogen auf die gesamte Bewehrung in 2-Lagen jeweils um 50%- Stöße. Nach Überschreiten der Stoßtragfähigkeit, fielen die Verformungskurven unmittelbar auf ca. 70% der maximal erreichten Traglast ab. Die Dehnungen der Längsbewehrung im Stoßbereich wurden mit Dehnungsmessstreifen aufgezeichnet und anhand der experimentell ermittelten σ-ε Linien der verwendeten Bewehrungsstäbe in zugehörige Spannungen umgerechnet. Die Stahlspannung stieg danach im ersten Drittel vom Stabende aus betrachtet stark an, während sich im mittleren Bereich des Stoßes eine Art Plateau einstellte (*vgl. Bild 7-8*). Im hinteren Drittel der Stoßlänge nahm die Stahlspannung noch einmal zu. Das Plateau im Mittelbereich bildete sich insbesondere bei niedrigen Lasten aus. In Stoßmitte war die Stahlspannung ungefähr halb so groß wie am Stoßende, d.h. die Hälfte der Zugkraft war von einem Stab auf den anderen übertragen.

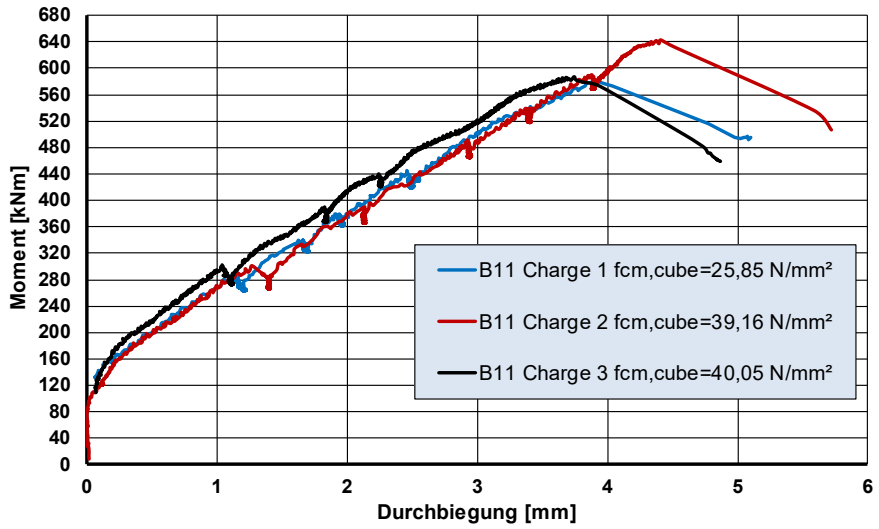


Bild 7-5: Momenten- Durchbiegungsbeziehung der 3 Versuchsträger B11 (Durchbiegung Feldmitte)

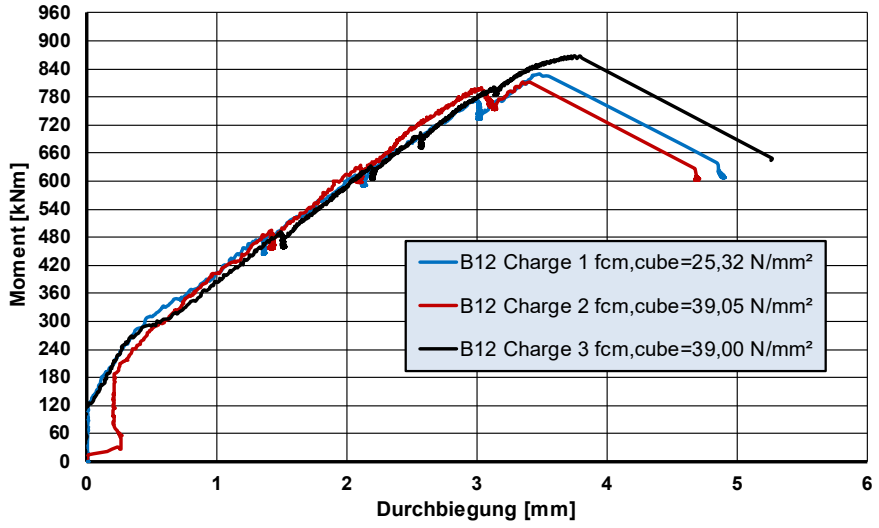


Bild 7-6: Momenten- Durchbiegungsbeziehung der 3 Versuchsträger B12 (Durchbiegung Feldmitte)

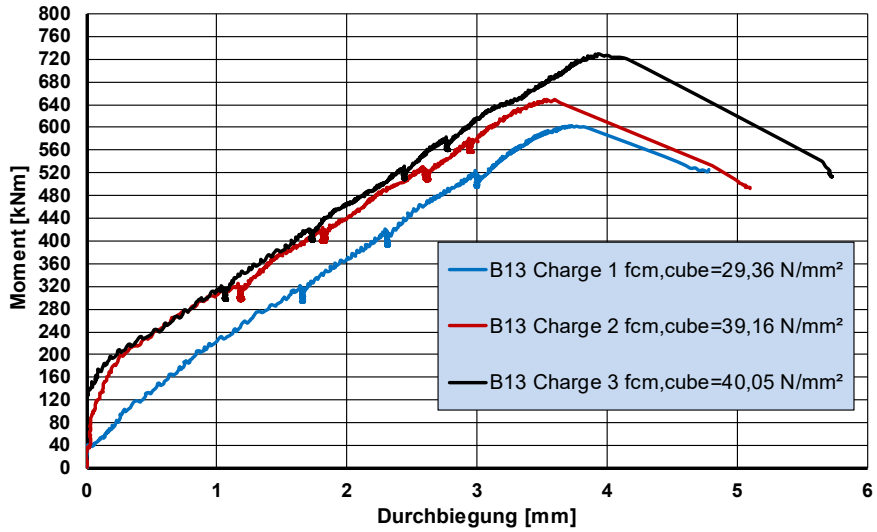


Bild 7-7: Momenten- Durchbiegungsbeziehung der 3 Versuchsträger B13 (Durchbiegung Feldmitte)

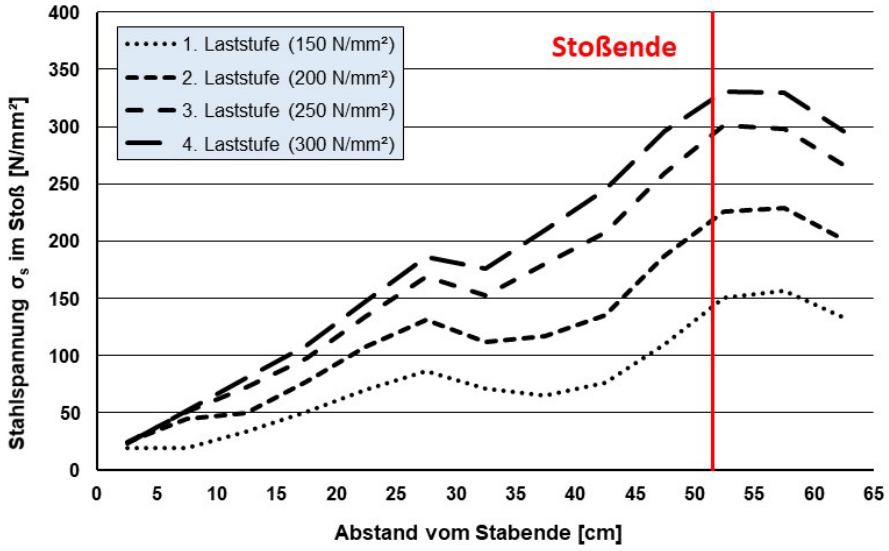


Bild 7-8: Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich(exemplarisch dargestellt ist B13C3, l_0 = 51,5 cm)

7.6.2 **Traglasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)**

Tabelle 7-6 sind die Versuchstraglasten F_u in Form der daraus berechneten maximalen Momentenbeanspruchung ($M_u = F_u$ x 1,55 m) dargestellt. Auf Grundlage der für die Versuchsbalken ermittelten tatsächlichen Betondruckfestigkeiten und des zur Bruchlast zugehörigen Biegemomentes können die zugehörigen Stahlspannungen im Zustand II unter der Bruchlast berechnet werden ($\sigma_{su,test}$).

Die so rechnerisch bestimmten durch den Stoß übertragenen maximalen Stahlspannungen lagen mit Werten zwischen 262 – 349 MN/m² ausnahmslos unter dem Wert aus der Vorbemessung basierend auf dem Mittelwert der Verbundfestigkeit f_{bm} für den angestrebten C35/45. So war bei der Vorbemessung zunächst von einer zu übertragenden Stahlspannung $\sigma_{su,cal}$ = 435 N/mm² und einem Beton der Festigkeitsklasse C35/45 (f_{bm} = 7,2 N/mm²) ausgegangen worden.

Für die Überprüfung der Tragfähigkeit der Stöße ist die an die tatsächlich erreichte Betonfestigkeit angepasste übertragbare Stahlspannung $\sigma_{su,cal}$ für das l_0 im Versuchsträger in Abhängigkeit von der tatsächlich vorhandenen Verbundfestigkeit f_{bm} zu ermitteln. Die Verifizierung des Bemessungsmodells erfolgt mittels der übertragenen maximalen Stahlspannung $\sigma_{su,test}$ in der Bewehrung unter der Versuchstraglast F_u unmittelbar bevor der Verbund versagt im Vergleich zu $\sigma_{su,cal}$.

Tabelle 7-6: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten auf Mittelwertniveau

Versuchsträger	**B11C1**	**B11C2**	**B11C3**	**B12C1**	**B12C2**	**B12C3**	**B13C1**	**B13C2**	**B13C3**
$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	25,85	39,16	40,05	25,32	39,05	39,00	29,36	39,16	40,05
$f_{cm,cyl} = 0{,}82\ f_{cm,cube}$ [N/mm²]	21,20	32,11	32,84	20,76	32,02	31,98	24,08	32,11	32,84
$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 4$ [N/mm²]	17,20	28,11	28,84	16,76	28,02	27,98	20,08	28,11	28,84
$f_{ctm} = 0{,}30\ f_{ck}^{2/3}$ [N/mm²]	1,99	2,77	2,82	1,96	2,77	2,76	2,22	2,77	2,82
$f_{bm} = 2{,}25\ f_{ctm}$ [N/mm²]	4,50	6,24	6,35	4,42	6,23	6,22	4,99	6,24	6,35
$\sigma_{su,cal}$ [N/mm²] für l_0 mit f_{bm}	272	377	384	267	376	376	301	377	384
M_u im Versuch [kNm]	580,2	642,7	587,1	829,5	814,9	868,4	603,0	649,6	729,5
zugh $\sigma_{su,test}$ [N/mm²]	313	337	307	275	263	281	293	311	349
$\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$ für l_0 mit f_{bm}	1,16	0,89	0,80	1,03	0,70	0,75	0,97	0,82	0,91

Im Folgenden wird die im Versuch mindestens zu übertragende Stahlspannung min $\sigma_{su,cal}$ exemplarisch für den Versuchsträger B11C1 in Abhängigkeit von der tatsächlich am Versuchsbauteil festgestellten Betonfestigkeit berechnet.

$$f_{cm,cube} = 25{,}85\ N/mm^2$$

$$f_{cm,cyl} = 0{,}82 \cdot 25{,}85\ N/mm^2 = 21{,}20\ N/mm^2$$

$$f_{ck,cyl} = 21{,}20\ N/mm^2 - 4\ N/mm^2 = 17{,}20\ N/mm^2$$

$$f_{ctm} = 0{,}30 \cdot (17{,}20\ N/mm^2)^{2/3} = 1{,}99\ N/mm^2$$

$f_{bm} = 2{,}25 \cdot 1{,}99\ N/mm^2 = 4{,}50\ N/mm^2$

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

$$539mm = 0{,}798 \cdot 1{,}4 \cdot \frac{32}{4} \cdot \frac{\sigma_{su,cal}}{4{,}50}$$

$\rightarrow \sigma_{su,cal} = 272\ N/mm^2\ (< 435N/mm^2)$

$\rightarrow \gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal} = 313/272 = 1{,}16$

γ_{mod}: Modellsicherheitsbeiwert

Die so ermittelten Werte für $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$ streuen um den Wert 1,0. Dabei liegt die untere Grenze basierend auf dem 5%-Quantilwert der charakteristischen Zugfestigkeit bzw. Verbundfestigkeit bei 0,7 bezogen auf den Mittelwert.

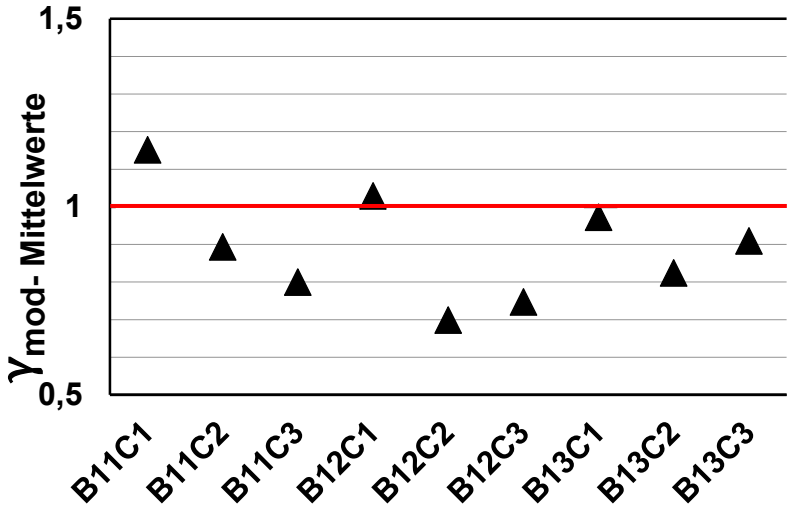


Bild 7-9: Modellsicherheitsfaktor auf Mittelwertniveau $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$

Aufgrund der Bemessung der Stöße auf dem Niveau der mittleren Verbundfestigkeit f_{bm} sollte der Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$ daher um 1,0 streuen und den Werte 0,7 nicht unterschreiten. Dies trifft hier für alle Einzelversuche zu (*vgl. Bild 7-9*).

Die *Tabelle 7-7* fast die Ergebnisse im Vergleich dazu auf ein umgerechnetes charakteristisches Niveau zusammen. Dabei gilt: $f_{bk}=2{,}25 \cdot f_{ctk;0,05}$ (guter Verbundbereich).

Tabelle 7-7: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten auf charakteristischem Niveau

Versuchsträger	**B11C1**	**B11C2**	**B11C3**	**B12C1**	**B12C2**	**B12C3**	**B13C1**	**B13C2**	**B13C3**
$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	25,85	39,16	40,05	25,32	39,05	39,00	29,36	39,16	40,05
$f_{cm,cyl} = 0{,}82\ f_{cm,cube}$ [N/mm²]	21,20	32,11	32,84	20,76	32,02	31,98	24,08	32,11	32,84
$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 4$ [N/mm²]	17,20	28,11	28,84	16,76	28,02	27,98	20,08	28,11	28,84
$f_{ctm} = 0{,}30\ f_{ck}^{2/3}$ [N/mm²]	1,99	2,77	2,82	1,96	2,77	2,76	2,22	2,77	2,82
$f_{ctk;0,05} = 0{,}7\ f_{ctm}$	1,39	1,94	1,97	1,38	1,94	1,94	1,55	1,94	1,97
$f_{bk} = 2{,}25\ f_{ctk;0,05}$ [N/mm²]	3,15	4,37	4,44	3,09	4,36	4,35	3,49	4,37	4,44
$\sigma_{su,cal}$ [N/mm²] für l_0 mit f_{bk}	190	264	268	187	263	263	211	264	268
M_u im Versuch [kNm]	580,2	642,7	587,1	829,5	814,9	868,4	603,0	649,6	729,5
zugh $\sigma_{su,test}$ [N/mm²]	313	337	307	275	263	281	293	311	349
$\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$ für l_0 mit f_{bk}	1,65	1,28	1,14	1,47	1,00	1,07	1,39	1,18	1,30

Auf charakteristischem Niveau kann für die Stöße eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden (*vgl. Bild 7-10*), solange höchstens 5% der Werte für γ_{mod} unterhalb des Wertes 1,0 liegen: ($9 \cdot 0{,}05 = 0{,}45$).

Aufgrund der kleinen Größe der Grundgesamtheit von 9 Versuchsbauteilen, darf hier kein Versuchswert γ_{mod} bei Bezug auf die charakteristische Verbundfestigkeit f_{bk} unter 1,0 liegen. Der kleinste Wert beträgt hier gerade 1,0.

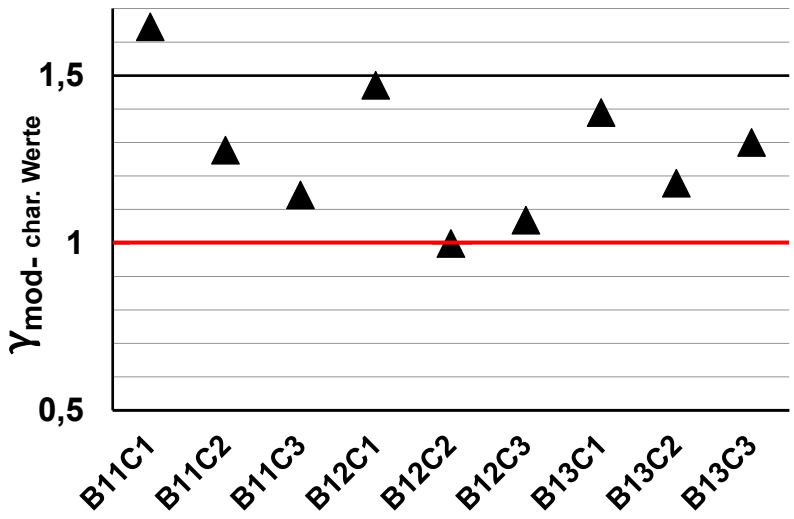


Bild 7-10: Modellsicherheitsfaktor auf charakteristischem Niveau $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$

7.6.3 **Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)**

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

Durch das Eigengewicht und die aufgebrachte Prüfzylinderkraft entstanden zunächst Biegerisse über den Auflagern. Bei weiterer Laststeigerung entstanden weitere Biegerisse im Bereich des konstanten Momentes zwischen den Auflagern. Im unmittelbaren Bereich des Übergreifungsstoßes waren die Rissbreiten aufgrund des doppelt so großen Bewehrungsgrades sichtbar kleiner. Mit Hilfe der Setzdehnungsmessung konnte die Rissverteilung und die Rissbreitenentwicklung im Bereich des konstanten Momentes sehr akkurat erfasst und dokumentiert werden. Die *Bilder 7-11* und *7-12* zeigen beispielhaft die Auswertung der Rissbreitenverteilung des Trägers B13C1. In der Abbildung steht jede Farbe für einen Riss und dessen Breitenentwicklung. Die Risse, die sich an den Stoßenden einstellten sind als schwarzes Dreieck und Quadrat dargestellt sowie durch die gestrichelten Linien verbunden. In allen Versuchen konnte ein großer Streubereich der gemessenen Rissbreiten festgestellt werden.

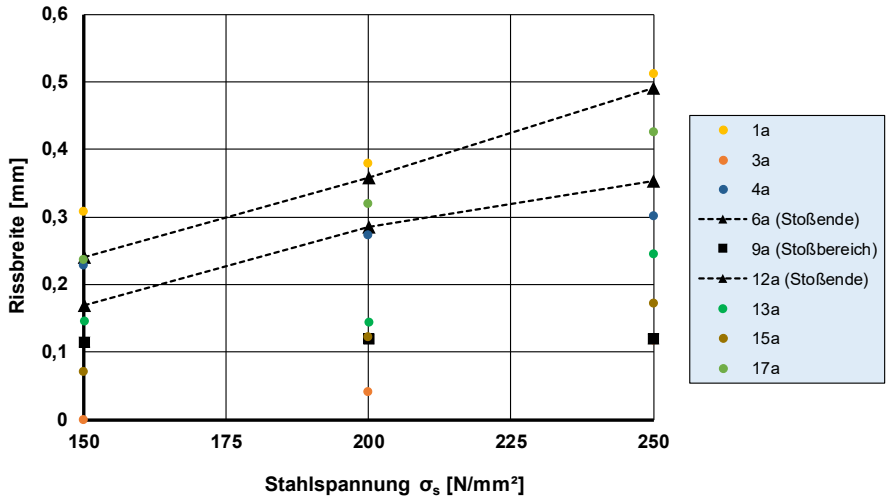


Bild 7-11: Beispielhafte Rissbreitenverteilung auf der Balkenoberseite des Versuchsträgers B13C1

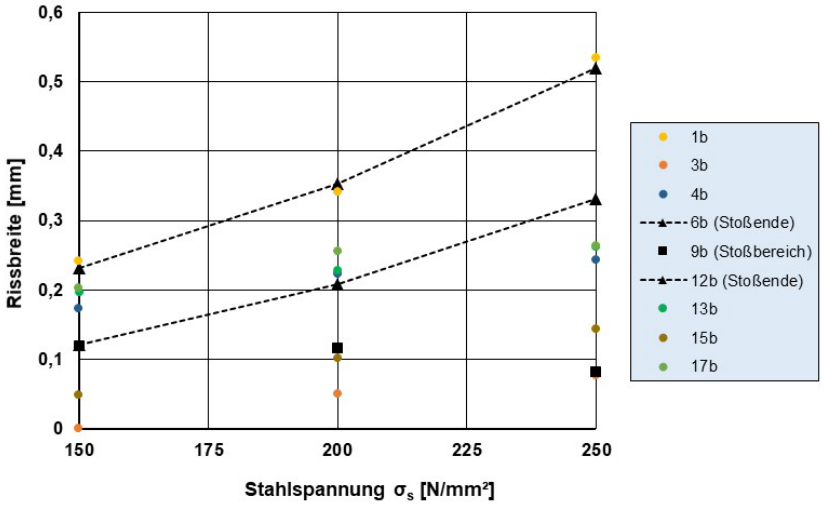


Bild 7-12: Beispielhafte Rissbreitenverteilung in Höhe der Längsbewehrung des Versuchsträgers B13C1

Die Rissbreiten unmittelbar am Ende des Übergreifungsbereichs befanden sich tendenziell stets im oberen Streubereich. Vergleichbare Rissbreiten traten allerdings auch außerhalb des Stoßbereiches auf. Die maximalen Rissbreiten an den Stoßenden und außerhalb des Stoßes sind in der und der zusammengefasst. Auf Grundlage der Ergebnisse unter Gebrauchslastniveau konnte bei den durchgeführten Versuchen kein Einfluss der Übergreifungslänge hinsichtlich einer übermäßigen Rissbreitenzunahme an den Stoßenden gegenüber den Bereichen außerhalb des Stoßes beobachtet werden. Die maximalen Rissbreiten an den Stoßenden und außerhalb des Stoßes sind in der *Tabelle 7-8* und der *Tabelle 7-9* zusammengefasst.

Tabelle 7-8: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten auf der Balkenoberseite

Versuchs-träger	σ_s = 150 [N/mm²]		σ_s = 175 [N/mm²]		σ_s = 200 [N/mm²]		σ_s = 250 [N/mm²]	
	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]
B11C1	0,201	0,262	0,273	0,31	0,341	0,368	-	-
B11C2	0,250	0,306	0,328	0,357	0,406	0,445	0,581	0,605
B11C3	0,146	0,273	0,214	0,341	0,329	0,348	0,443	0,458
B12C1	0,398	0,348	0,482	0,428	0,565	0,467	0,843	0,568
B12C2	0,220	0,224	0,389	0,374	0,342	0,306	0,504	0,521
B12C3	0,225	0,224	0,319	0,325	0,398	0,413	0,454	0,480
B13C1	0,241	0,308	0,301	0,318	0,359	0,379	0,491	0,512
B13C2	0,243	0,227	0,373	0,382	0,317	0,323	0,462	0,482
B13C3	0,189	0,207	0,257	0,283	0,302	0,351	0,444	0,452

rot = w max,Stoßende > w max außerhalb Stoß

Tabelle 7-9: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten in Höhe der Querbewehrung

Versuchs-träger	σ_s = 150 [N/mm²]		σ_s = 175 [N/mm²]		σ_s = 200 [N/mm²]		σ_s = 250 [N/mm²]	
	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßenden [mm]	w_{max} außerhalb Stoßbereich [mm]
B11C1	0,235	0,281	0,307	0,343	0,355	0,391	-	-
B11C2	0,195	0,241	0,256	0,269	0,312	0,313	0,464	0,514
B11C3	0,105	0,07	0,193	0,214	0,282	0,293	0,342	0,353
B12C1	0,258	0,193	0,314	0,215	0,372	0,258	0,513	0,339
B12C2	0,242	0,296	0,323	0,358	0,401	0,452	0,578	0,592
B12C3	0,192	0,197	0,241	0,235	0,297	0,282	0,342	0,334
B13C1	0,231	0,242	0,294	0,305	0,353	0,342	0,520	0,534
B13C2	0,206	0,196	0,228	0,254	0,251	0,299	0,357	0,370
B13C3	0,172	0,194	0,211	0,224	0,263	0,273	0,390	0,391

rot = w max,Stoßende > w max außerhalb Stoß

7.6.4 Bewertung der Ergebnisse

Die entscheidende streuende Materialkenngröße ist die Verbundfestigkeit. Sie kann auf Mittelwertniveau oder auf charakteristischem Niveau angegeben werden:

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

$f_{bk} = 2{,}25 \cdot f_{ctk} = 2{,}25 \cdot (0{,}7 \cdot f_{ctm})$ mit $\eta_1 = \eta_2 = 1{,}0$

Bei allen Versuchen erfolgte die Bemessung der Stöße auf dem Niveau der mittleren Verbundfestigkeit f_{bm}. Der Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{mod.Mittelwert} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$ sollte daher den Werte 0,7 nicht unterschreiten. Entsprechend kann auf charakteristischem Niveau für die Stöße eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden, solange kein Versuchswert γ_{mod} bei Bezug auf die charakteristische Verbundfestigkeit f_{bk} unter 1,0 liegt. Beide Kriterien treffen für alle Versuche zu (*vgl. Bild 7-10*).

Es ist jedoch zu erkennen, dass insbesondere die Ergebnisse für die Versuchsträger der Reihe B2 (Bewehrungsstöße mit $Ø_s$ 32 mm mit minimalen Mindestabstand 2d zwischen den Stößen) jeweils am unteren Rand des zulässigen Bereichs liegen. Die Ursache lässt sich durch die sehr engen tatsächlichen lichten Abstände zwischen den Bewehrungsstäben erklären, da sich keine so großen Zugringstärken bilden konnten wie bei den anderen Versuchen. Der nominell planmäßige lichte Abstand ist mit 2d zwar normgerecht, beträgt aber bei der praktischen Ausführung mit $Ø_s$ = 32 mm, wenn die Rippen des Stabstahls nicht berücksichtigt werden, praktisch nur rund

50 mm statt theoretisch 64 mm (*vgl. Bild 7-13;* ohne Rippen: $Ø_s$ = 32 mm, mit Rippen: $Ø_A$ =1,15 · 32 = 37 mm).

Zudem befinden sich die Rissbreiten unmittelbar am Ende des Übergreifungsbereichs stets am oberen Rand des Streubereichs. Es muss allerdings angemerkt werden, dass sich bei den durchgeführten Versuchen, der Stahlspannungsbereich für den Gebrauchszustand deutlich nach unten verschiebt und die gewählten Laststufen den üblichen Grenzzustand nicht repräsentieren. Die errechneten Stahlspannungen im Bruchzustand lagen bei den Versuchen in einem Intervall von 275 N/mm² und 349 N/mm². Unter normalen Bedingungen, wenn die Tragfähigkeit auf der Streckgrenze der Bewehrung basiert, beträgt die Beanspruchung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nur etwa 30-60% der Beanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Bei einer Stahlspannung von 150 N/mm² konnten stets Risse außerhalb des Stoßbereichs gemessen werden, die maßgebend waren.

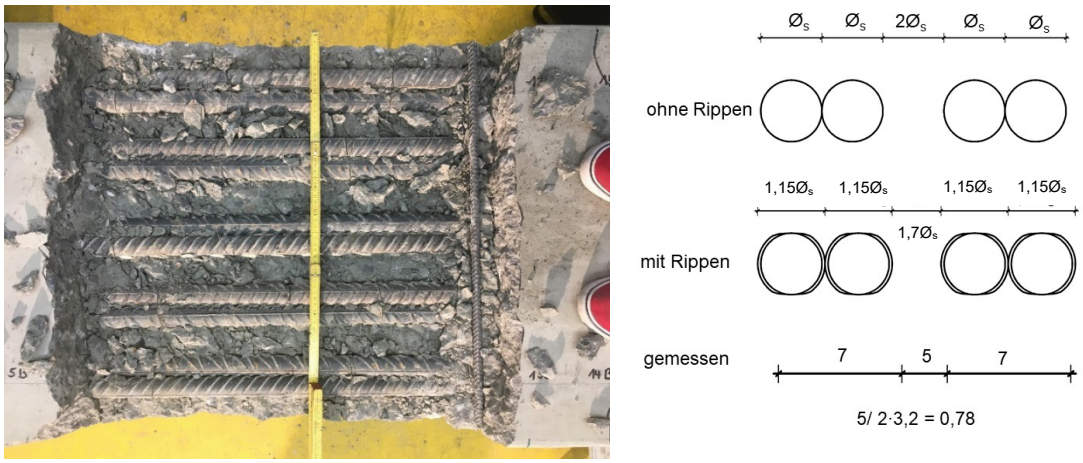


Bild 7-13: Überprüfung der tatsächlichen Stababstände unter Einfluss der Rippen (Versuchsträger B12)

Bei den Versuchen auf Mittelwertniveau sollten die Modellsicherheitsfaktoren $\gamma_{mod.Mittelwert}$ im Sinne der statistisch begründeten Sicherheitstheorie entsprechend der Streuung der Betonzugfestigkeit zwischen oberem und unterem Quantilwert in etwa zufällig um dem Mittelwert streuen. Dass alle Werte am unteren Rand des zulässigen Streubereichs liegen, deutet auf einen ungünstig wirksamen systematischen Einfluss hin, der plausibel mit dem zu geringen lichten Stababstand erklärt werden kann. Daher kann die Ausführung eines 100%-Stoßes der zweiten Lage aufgrund des Rissverhaltens zumindest mit den hier untersuchten Stabdurchmessern nicht empfohlen werden, wenn bei den lichten Stababständen nicht der reale Außendurchmesser berücksichtigt wird. Der Außendurchmesser $Ø_A$ beträgt in der Regel:$Ø_A \approx 1{,}15Ø_{Nenn}$. Alternativ können die Stoßenden gemäß *EN 1992-1-1* um 0,5·l_0 längs versetzt angeordnet werden oder die Übergreifungslänge l_0 um 30% vergrößert werden.

8 Projektbezogene Versuchsreihe für einen Tunnel mit besonders großer Betondeckung

8.1 Vorbemerkung

Bei der im Bau befindlichen Fehmarnbeltquerung handelt es sich um den weltweit längsten Absenktunnel. Der 18 km lange Unterwassertunnel in der Ostsee soll künftig die dänische Insel Lolland mit der deutschen Insel Fehmarn verbinden. Durch den Tunnel wird neben einer vierspurigen Autobahn auch eine zweigleisige Bahnstrecke führen. Nach der Fertigstellung wird der Fehmarnbelt-Tunnel im transeuropäischen Verkehrsnetz eine bedeutende Rolle als Nord-Süd Verbindung spielen und die Fahrzeiten gegenüber dem derzeitigen Fährverkehr deutlich verkürzen.

Die 18 km lange Querung wird als Absenktunnel hergestellt. Dazu werden ca. 200 m lange Tunnelelemente aus Stahlbeton in dafür errichteten Fertigungsanlagen im Bereich der Tunnelportale hergestellt. Die Elemente werden durch Verschließen der Enden mit Schotten schwimmfähig gemacht und per Schlepper zum Absenkpunkt transportiert. Dort werden sie in einen vorher unter Wasser ausgehobenen Tunnelgraben abgesenkt und mit den anderen Elementen verbunden.

In einem Staatsvertrag zwischen Deutschland und Dänemark wurde geregelt, dass das Tunnelbauwerk vom dänischen Staat projektiert, finanziert und nach dänischem technischem Regelwerk gebaut wird. Die technischen Grundlagen dazu wurden in einer eigenen Planungsgrundlage, der „Design Basis Civil“, basierend auf den Eurocodes von dänischer Seite zusammengestellt. Da sich die Eurocodes aufgrund der nationalen Anhänge zwischen Dänemark und Deutschland unterscheiden, war zur Erlangung des Baurechts auf deutschem Hoheitsgebiet nachzuweisen, dass nach dänischem Regelwerk ein vergleichbares Sicherheitsniveau entsprechend den Anforderungen nach deutschen Regelwerken realisiert wird. Dies betraf auch die Ermittlung der Übergreifungslängen von Zugstößen der Bewehrung. So ergaben sich nach Design Basis gegenüber *DIN EN 1992-2/NA* z.T. um bis zu 40% kürzere Übergreifungslängen.

Auf Grundlage theoretischer Betrachtungen unter Einbeziehung der Historie und Hintergründe der deutschen Regelungen sowie des aktuellen Stands der Technik, konnte kein Lösungsansatz zum Nachweis eines dem deutschen vergleichbaren Sicherheitsniveaus bei Ausbildung von Übergreifungsstößen auf Grundlage der Design Basis aufgezeigt werden.

Zum Nachweis eines dem deutschen vergleichbaren Sicherheitsniveaus bei der Bemessung von Übergreifungsstößen nach Design Basis wurden daher im Auftrag der Femern A/S in Kooperation mit der TU Dortmund (Lehrstuhl Betonbau), in Kopenhagen projektspezifische Versuchsreihen (*vgl. RAT 2016*) durchgeführt. Ein dem deutschen Sicherheitsniveau vergleichbares Sicherheitsniveau gilt dabei als nachgewiesen, wenn die bei den Versuchen nach Design Basis ausgelegten Übergreifungslängen die Anforderungen des deutschen Regelwerks an die Grenzzustände der

Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfüllen. Diese Versuche werden nachfolgend beschrieben und im Rahmen der hier vorgelegten Arbeit im Hinblick auf die hier vorgegebenen Zielsetzungen ausgewertet.

8.2 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen

8.2.1 Definition der Randbedingungen

Die wesentlichen Unterschiede bei der Ermittlung der Übergreifungslängen zwischen *DIN EN 1992-1-1/NA* bzw. *DIN EN 1992-2/NA* und Design Basis bzw. *EN 1992-1-1* resultieren aus den unterschiedlichen Ansätzen für die Beiwerte α_2 und α_6. Die Übergreifungsstöße bei den geplanten Versuchen wurden daher so ausgebildet, dass die weiteren Faktoren α_1, α_3 und α_5 die Tragfähigkeit der Stöße nicht beeinflussen ($\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1{,}0$).

Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden nach Abstimmung mit einem Expertenteam Übergreifungsstöße, bemessen nach *EN 1992-1-1* mit folgenden Parameterkombinationen untersucht:

1. 100% Stoßanteil α_6=1,5, α_2=1,0 (Versuchsreihe 1)
2. 100% Stoßanteil α_6=1,5, α_2=0,7 (Versuchsreihe 2)
3. 50% Stoßanteil α_6=1,4, α_2=0,7 (Versuchsreihe 3)

8.2.2 Bemessung der kombinierten Übergreifungsstöße

Bei der Bemessung der Übergreifungslängen für die Versuchsbauteile wird zunächst als Ausgangspunkt die rechnerische Übergreifungslänge als Bemessungswert betrachtet:

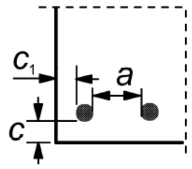
$$l_0 = \alpha_2 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \rightarrow (\alpha_1 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1{,}0) \qquad (8.1)$$

mit

$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot (c_d - \emptyset)\ /\emptyset \begin{cases} \geq 0{,}7\ (unter\ Zug) \\ \leq 1{,}0 \end{cases} \qquad (8.2)$$

mit: c_d nach *EN 1992-1-1* Bild 8.3:

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



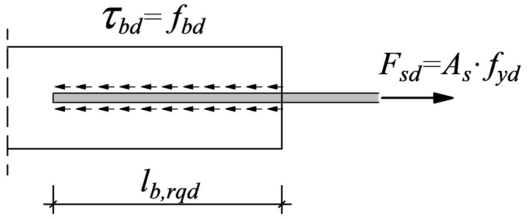
$\alpha_6 = 1{,}4$	für 50% Stoßanteil	nach Design Basis bzw. *EN 1992-1-1*
$\alpha_6 = 1{,}5$	für > 50% Stoßanteil	nach Design Basis bzw. *EN 1992-1-1*

Grundwert der Verankerungslänge (Bemessungswert):

$$l_{b,rqd} \cdot \emptyset \cdot \pi \cdot f_{bd} = \frac{\emptyset^2 \cdot \pi}{4} \cdot f_{yd}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

mit: $f_{bd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$



wobei $\alpha_{ct} = 1{,}00$

Abweichend von der Design Basis wurde bei der Ermittlung der Bemessungswerte für die Übergreifungslängen für die Versuchsbauteile bei den nachfolgend durchgeführten Untersuchungen der Teilsicherheitsbeiwert γ_c für den Beton nach *EN 1992-1-1* mit γ_c =1,5 angesetzt. Nach Design Basis wäre γ_c=1,7 anzusetzen.

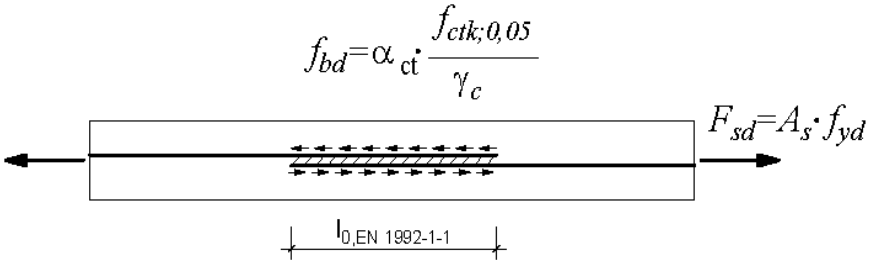


Bild 8-1: Übergreifungslänge auf der Grundlage des Bemessungswertes der Verbundfestigkeit f_{bd}

Für die projektbezogenen Versuche, die in Kopenhagen ausführt wurden, wurde die Übergreifungslänge auf Grundlage der charakteristischen Werte der Verbundfestigkeit f_{bk} und des Bemessungswertes der Streckgrenze des Betonstahls f_{yd} ausgelegt. Mit diesen Festlegungen sollte bei den Versuchen ein Versagen des Stoßes nicht durch Fließen der Bewehrung, sondern durch Verbundversagen erreicht werden.

Damit wurden die Übergreifungslängen für die Versuche wie folgt ermittelt:

$$l_{0,Test} = \alpha_2 \cdot \alpha_6 \cdot \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bk}} = \alpha_2 \cdot \alpha_6 \cdot \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd} \cdot \gamma_c} = \frac{l_{0,EN1992-1-1}}{\gamma_c}$$

mit $\gamma_c = 1{,}5$

$$f_{bk} = \gamma_c \cdot f_{bd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}$$

Die Versuchsbauteile wurden so hergestellt, dass vom guten Verbundbereich ausgegangen werden kann.

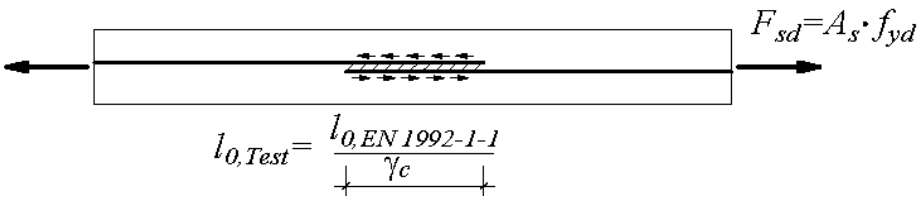


Bild 8-2: Übergreifungslänge auf der Grundlage des charakteristischen Wertes der Verbundfestigkeit f_{bk}

8.2.3 **Wahl der Prüfkörperabmessungen**

Basierend auf den beschriebenen Randbedingungen wurden in Abstimmung mit einem Expertenteam die in *Bild 8-4*, *Bild 8-5* und *Bild 8-6* dargestellten Versuchskörper konzipiert.

Die Übergreifungslängen für die Versuche wurden ebenfalls entsprechend der Abstimmung mit einem Expertenteam, unter Beteiligung dänischer und deutscher Ingenieure, und der dabei vorgegebenen Randbedingungen festgelegt.

Um die zu erwartenden natürlichen Streuungen bei den Versuchen zu erfassen, wurde jede Konfiguration eines Versuchsbauteils jeweils 3 Mal geprüft. Damit wurden Versuche an insgesamt 9 Balken durchgeführt. Beim Versuchsbalken 2B wurde zusätzlich der Einfluss einer Langzeitbeanspruchung auf die Rissbreitenentwicklung im Stoßbereich untersucht.

Als Längsbewehrung wurden Stäbe Ø=25mm gewählt. Die Querbewehrung im Stoßbereich bestand aus 6Ø10 mm mit einer Querschnittsfläche (6 x 0,785 = 4,71 cm²) etwa entsprechend der eines gestoßenen Längsstabs (4,91 cm²), gemäß *EN 1992-1-1* bzw. *EN 1992-2*. Um für die Querbewehrung die Wirkung einer vollständigen durchlaufenden Bewehrung, wie bei einem Streifen innerhalb eines Flächentragwerks zu realisieren, wurden die Stäbe bei einigen Versuchsbauteilen seitlich angeschweißten Stahlplatten verankert um einen Schlupf an den Stabenden vollständig zu verhindern.

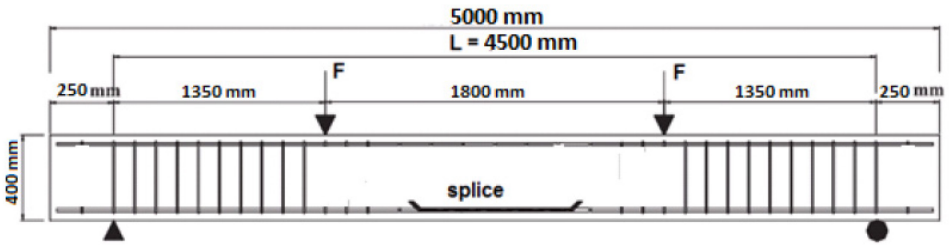


Bild 8-3: Schematische Übersicht des Versuchsaufbaus aus *RAT2016*

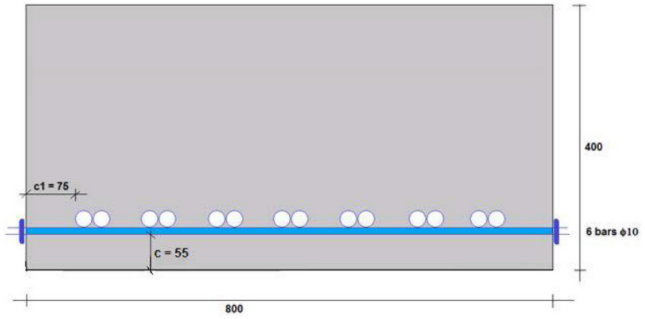
Versuchsreihe 1 (Versuchsbalken 1A, 1B, 1C)

Bewehrung: Ø25/10 Beton: C35/45

Stoßanteil: 100 %

Betondeckung: c = 55 mm (quer) c = 65 mm (längs)

Lichter Abstand: a=50 mm



$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15(c_d - \phi)/\phi \quad \begin{matrix} \geq 0{,}7 \\ \leq 1{,}0 \end{matrix}$$

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

$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15\left(\frac{50}{2} - 25\right)/25 = 1{,}0$$

$$\alpha_6 = 1{,}5$$

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

$$= 2{,}25 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{2{,}25}{1{,}5} = 3{,}37\ MN/m^2$$

$$l_0 = \frac{1{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot \frac{25}{4} \cdot \frac{435}{3{,}37}}{1{,}5} = 806\ mm$$

Versuch	Querbewehrung ΣA_{st} im Stoßbereich		Querbewehrung ΣA_{st} außerhalb des Stoßes	Druckbewehrung	Schubbewehrung zw. Lasteinleitung und Auflager
1A	4,71 cm² 6 Ø 10	Keine Verankerung	Nein	nein	4-schnittige Bügelbewehrung mit Ø12/10
1B	4,71 cm² 6 Ø 10	Verankerung mittels Stahlplatten	Ja Anordnung 2 x 3 Ø10 in Bereichen zwischen Stoßende und Lasteinleitung	Ja (4 Ø12 durchlaufend)	4-schnittige Bügelbewehrung mit Ø12/10
1C	4,71 cm² 6 Ø 10	Verankerung mittels Stahlplatten	Ja Anordnung 2 x 3 Ø10 in Bereichen zwischen Stoßende und Lasteinleitung	Ja (4 Ø12 durchlaufend)	4-schnittige Bügelbewehrung mit Ø12/10

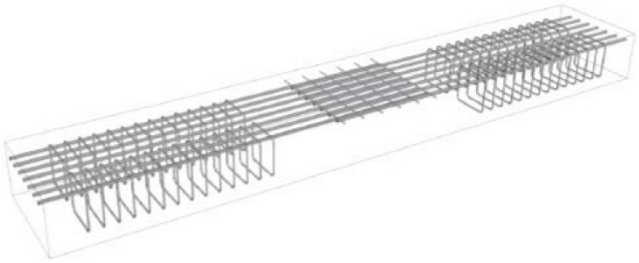


Bild 8-4: Ausbildung der Übergreifungsstöße bei der Versuchsreihe 1

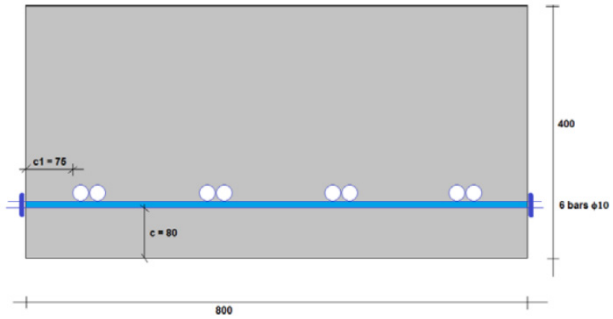
Versuchskörper 2 (Versuchsbalken 2A, 2B, 2C)

Bewehrung: Ø25/20 Beton: C35/45

Stoßanteil: 100 %

Betondeckung: c = 80 mm (quer) c = 90 mm (längs)

Lichter Abstand: a=150 mm



$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15(c_d - \phi)/\phi \quad \begin{matrix} \geq 0{,}7 \\ \leq 1{,}0 \end{matrix}$$

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

$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot \left(\frac{150}{2} - 25\right) / 25 = 0{,}7$$

$$\alpha_6 = 1{,}5$$

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

$$= 2{,}25 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{2{,}25}{1{,}5} = 3{,}37\ MN/m^2$$

$$l_0 = \frac{0{,}7 \cdot 1{,}5 \cdot \frac{25}{4} \cdot \frac{435}{3{,}37}}{1{,}5} = 564\ mm$$

Versuch	Querbewehrung ΣA_{st} im Stoßbereich		Querbewehrung ΣA_{st} außerhalb des Stoßes	Druckbewehrung	Schubbewehrung zw. Lasteinleitung und Auflager
2A	4,71 cm²	Keine Verankerung	Nein	nein	keine
2B (Dauerstandsversuch)	4,71 cm² 6 Ø 10	Keine Verankerung	Nein	nein	keine
2C	4,71 cm² 6 Ø 10	Verankerung mittels Stahlplatten	Ja Anordnung 2 x 3 Ø10 in Bereichen zwischen Stoßende und Lasteinleitung	Ja (4 Ø12 durchlaufend)	4-schnittige Bügelbewehrung mit Ø12/10

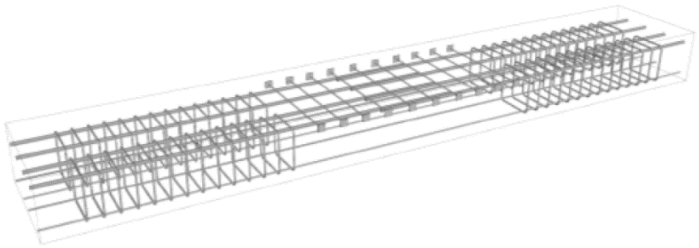


Bild 8-5: Ausbildung der Übergreifungsstöße bei der Versuchsreihe 2

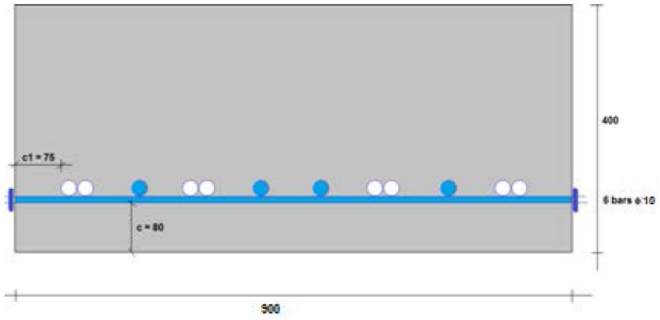
Versuchskörper 3 (Versuchsbalken 3A, 3B, 3C)

Gestoßene Bewehrung: Ø25/20 Beton: C35/45

Stoßanteil: 50 %

Betondeckung: c = 80 mm (quer) c = 90 mm (längs)

Lichter Abstand: a=150 mm



$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15(c_d - \phi)/\phi \quad \begin{matrix} \geq 0{,}7 \\ \leq 1{,}0 \end{matrix}$$

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

$$\alpha_2 = 1 - 0{,}15 \cdot \left(\frac{150}{2} - 25\right) / 25 = 0{,}7$$

$$\alpha_6 = 1{,}4$$

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = 2{,}25 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{2{,}25}{1{,}5} = 3{,}37\ MN/m^2$$

$$l_0 = \frac{0{,}7 \cdot 1{,}4 \cdot \frac{25}{4} \cdot \frac{435}{3{,}37}}{1{,}5} = 526\ mm$$

Versuch	Querbewehrung ΣA_{st} im Stoßbereich		Querbewehrung ΣA_{st} außerhalb des Stoßes	Druckbewehrung	Schubbewehrung zw. Lasteinleung und Auflager
3A	4,71 cm² 6 Ø 10	Verankerung mittels Stahlplatten	Ja Anordnung 3 Ø10 in Bereichen zwischen Stoßende und Lasteinleitung	Ja (4 Ø12 durchlaufend)	4-schnittige Bügelbewehrung mit Ø12/10
3B	4,71 cm² 6 Ø 10	Verankerung mittels Stahlplatten	Ja Anordnung 3 Ø10 in Bereichen zwischen Stoßende und Lasteinleitung	Ja (4 Ø12 durchlaufend)	4-schnittige Bügelbewehrung mit Ø12/10
3C	4,71 cm² 6 Ø 10	Verankerung mittels Stahlplatten	Ja Anordnung 3 Ø10 in Bereichen zwischen Stoßende und Lasteinleitung	Ja (4 Ø12 durchlaufend)	4-schnittige Bügelbewehrung mit Ø12/10

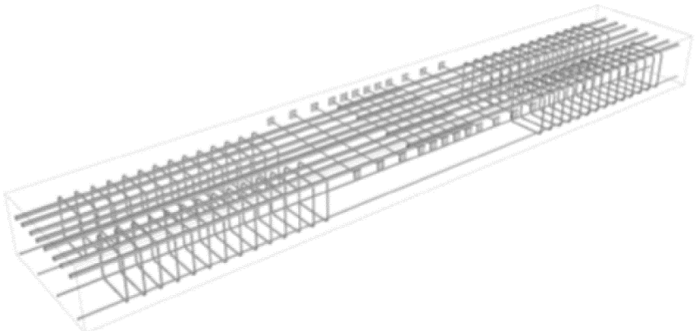


Bild 8-6: Ausbildung der Übergreifungsstöße bei der Versuchsreihe 3

Im Rahmen der Versuche wurden im Bereich der Übergreifungsstöße als Querbewehrung 6 Ø 10 mit einer Bewehrungsfläche von ΣA_{st}=4,71 cm² entsprechend der Querschnittsfläche eines gestoßenen Stabes Ø25 angeordnet. Nach Design Basis bzw. *EN 1992-1-1* (8.7.4.1) ist bei Übergreifungsstößen mit $Ø_s \geqslant 20$ mm eine derartige Querbewehrung im Bereich des Stoßes anzuordnen. Da es sich hierbei um die konstruktive Mindestbewehrung handelt, bleibt diese für die Auslegung des Übergreifungsstoßes durch den Beiwert α_3 (α_3 =1,0) nach *EN 1992-1-1* (8.7.3) unberücksichtigt.

Werden mehr als 50% der Bewehrung in einem Querschnitt gestoßen und ist der Abstand zwischen benachbarten Stößen in einem Querschnitt $a \leqslant 10Ø_s$ nach *EN 1992-1-1 (8.7.4.1),* ist i.d.R. die Querbewehrung in Form von Bügeln oder Steckbügeln ins Innere des Betonquerschnitts zu verankern. Im Rahmen der Versuche wurden diese Anforderungen nicht berücksichtigt obwohl dieser Grenzwert deutlich unterschritten wurde.

Nach *EN 1992-1-1* bzw. *DIN EN 1992-1-1 (9.3.1)* darf bei einachsig gespannten Platten die Querbewehrung i.d.R. nicht weniger als 20% der Hauptbewehrung betragen. Diese Anforderung war im Stoßbereich lediglich bei den Versuchskörpern der Versuchsreiche 2 erfüllt.

Aufgrund der Abweichungen bei den Versuchsträgern im Hinblick auf die konstruktive Ausbildung der erforderlichen Querbewehrung nach den Regelwerken ist zu erwarten, dass sich diese bei normgemäßer Ausführung bei dem tatsächlichen Tunnelbauwerk günstig auf die Tragfähigkeit der Stöße auswirkt. In den Versuchen ist daher im Stoßbereich in der Tendenz eher mit Tragfähigkeiten, die unterhalb der Tragfähigkeiten bei normgemäßer Ausbildung der Querbewehrung am realen Bauwerk liegen, zu rechnen.

8.2.4 **Wahl von Bewehrung und Beton**

Im Rahmen der Versuche wurde wie für den Tunnel ein Beton der Festigkeitsklasse C35/45 angestrebt.

Die geplante Betonmischung wurde auf Grundlage von umfangreichen Langzeituntersuchungen an 15 unterschiedlichen Betonmischungen unter realistischen Bedingungen im Rahmen eines durch Femern A/S initiierten Forschungsprogramms im Rødbyhavn Hafen ausgewählt. Die untersuchten Betone erfüllen dabei die für die Ausführung vertraglich festgelegten Anforderungen an die zu verwendenden Betone.

Bei der Versuchsdurchführung sollte die Normfestigkeit angestrebt werden, am Versuchstag sollte daher möglichst eine Zylinderdruckfestigkeit im Bereich von 35-43 MN/m² erreicht werden.

8.2.4.1 Beton

Die Betondruckfestigkeiten wurden am Versuchstag an Bohrkernproben mit einem Durchmesser von 99 mm und einem Verhältnis von Ø/h =1/2 ermittelt. Die Festigkeiten wurde in eine Zylinderdruckfestigkeit mit Ø/h= 150/300 mm umgerechnet. Der Umrechnungsfaktor von 1,06 wurde auf Grundlage von Versuchen an Bohrkernproben mit Ø/h =99/198 mm und Zylinderproben mit Ø/h= 150/300 mm ermittelt.

Für die Versuchsträger 2A und 2B wurden darüberhinausgehende Untersuchungen unter Dauerlast durchgeführt. Hierauf wird bei der Beschreibung der Ergebnisse der Versuchsreihe 2 eingegangen.

Die jeweils am Versuchstag ermittelten Betonzylinderdruckfestigkeiten als Mittelwerte lagen zwischen 36 – 42 MN/m² und entsprechen damit der Vorgabe von 35-43 MN/m².

8.2.4.2 Betonstahl

Bei den Versuchen wurde ein Betonstahl der Güte B 500 B verwendet. Die Streckgrenze und Zugfestigkeit der verwendeten Betonstähle wurde an 3 Proben mit Werten f_y =508 N/mm² bis 516 N/mm² und f_t = 600 N/mm² bis 607 N/mm² experimentell ermittelt.

Im Rahmen der Versuche wurde die bezogene Rippenfläche des Betonstahls ebenfalls an 3 Proben bestimmt und lag bei f_R=0,09. Für die bezogene Rippenfläche verweist DIN EN 1992-2/NA auf *DIN 488:2009*. Diese enthält Werte für f_R von 0,030 bis 0,056, die jedoch als Mindestwerte, die nicht unterschritten werden dürfen, zu verstehen sind. Tatsächlich streuen diese Werte nach Auskunft des deutschen Herstellers des im Rahmen der Versuche verwendeten Betonstahls und können deutlich größer sein als die Mindestwerte. Nach *Eligehausen 1978* hat die bezogene Rippenfläche in den Grenzen $0,05 < f_R < 0,10$ bei Stäben mit einer in der Praxis meist üblichen Ausbildung der Rippen keinen wesentlichen Einfluss auf die Stoßbruchlast.

Im Rahmen des *fib Bulletin 72* wurde die Versuchsdatenbank hinsichtlich des Einflusses der bezogenen Rippenfläche f_R auf die Stoßtragfähigkeit ausgewertet. Die dabei herangezogenen Versuche wiesen Werte für die bezogene Rippenfläche f_R bis 0,14 auf.

Dabei zeigte sich, dass bei einer bezogenen Rippenflächen größer als 0,05, der Einfluss auf die Tragfähigkeiten von Übergreifungs- und Verankerungslängen, verglichen mit anderen Einflussparametern, vergleichsweise gering ausfällt.

Der Einfluss der der bezogenen Rippenfläche wird daher nicht durch einen zusätzlichen Parameter im Rahmen der Bemessungsregeln des *Model Code 2010* berücksichtigt.

Aufgrund der vorangegangenen Ausführungen erschien die Verwendung der Betonstähle mit einer bezogene Rippenfläche f_R=0,09, wenngleich diese von den Vorgaben abweichen, tolerierbar.

8.3 Versuchsaufbau und Messtechnik

8.3.1 Messung der Rissbreiten

Die Dokumentation der Rissbreitenentwicklung erfolgte durch die Messung und Aufzeichnung des Abstands zwischen benachbarten DEMEC-Messpunkten. Die einzelnen DEMEC-Messpunkte wurden jeweils mit einem Nennabstand von 100 mm voneinander angeordnet.

Zwei Messreihen (2x19 Messstellen) wurden auf die Trägeroberseite, in einem Abstand von 100 mm von der Trägerlängskante appliziert. Zwei weitere Reihen (2x19 Messpunkte wurden auf einer Trägerlängsseite geklebt.

In *Bild 8-7* ist die Position aller Messpunkte zur Überwachung der Rissbreitenentwicklung auf der Trägeroberfläche skizziert.

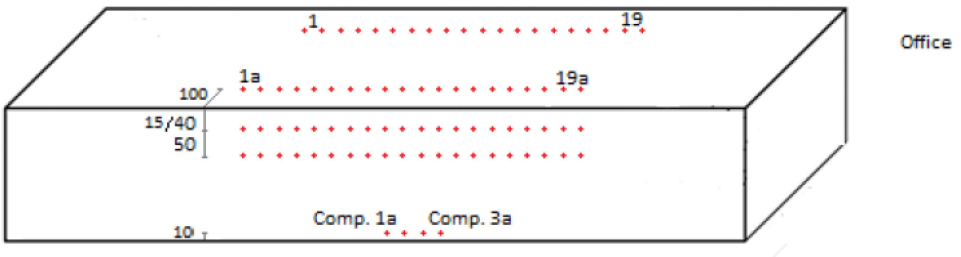


Bild 8-7: Positionierung der Messpunkte aus *RAT 2016*

Bei allen Versuchen ist nicht mehr als ein Riss zwischen zwei benachbarten Messpunkten beobachtet worden. Wenn zwischen zwei Messpunkten ein Riss vorhanden war, entsprach die Änderung des gemessenen Abstands zwischen den Punkten der Zunahme der Rissbreite. Der Einfluss aus der elastischen Betondehnung bei der Rissbildung ist dabei vernachlässigbar.

Zur flächenhaften Erfassung des Riss- und Verformungsverhaltens der Trägeroberseite kam zusätzlich ein optisches Messsystem zum Einsatz.

8.3.2 Messung der Betonstahldehnung

Zur Erfassung der Betonstahldehnungen während der Versuchsdurchführung wurden Dehnungsmessstreifen (DMS) verwendet.

Das Applikationsschema für die drei Versuchsreihen ist *Bild 8-8* dargestellt. Durch die gewählten Anordnungen konnte einerseits überprüft werden, inwieweit die Stahldehnungen in Randstäben und Mittelstäben divergieren, anderseits konnte ein möglicher Unterschied im Stahldehnungsverlauf für gestoßene und durchlaufende Bewehrungsstäbe (Versuchsreihe 3) verdeutlicht werden.

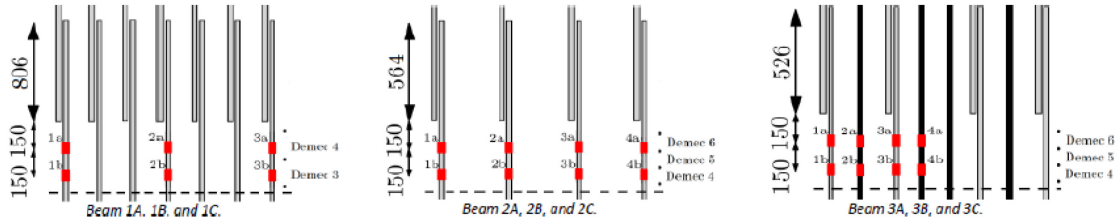


Bild 8-8: Anordnung der Dehnungsmessstreifen aus *RAT2016*

8.4 Versuchsergebnisse

8.4.1 Traglasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Die Auslegung der Übergreifungslängen erfolgte unter Ansatz des charakteristischen Wertes der Verbundfestigkeit f_{bk}. Um bei den Versuchen ein Verbundversagen sicherzustellen und ein vorzeitiges Versagen durch Fließen der Bewehrung zu vermeiden, wurde bei der Ermittlung der Übergreifungslängen der Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls zugrunde gelegt. Demnach muss im Falle eines Verbundversagens rein statistisch gesehen bei 95 % aller Stöße mit den auf dieser Grundlage ermittelten Übergreifungslängen der Bemessungswert der Fließkraft übertragen werden können. Im vorliegenden Fall muss daher praktisch bei allen Versuchen der Bemessungswert der Stahlfließkraft ($F_{sd}=A_s$ x f_{yd}) im Stoßbereich übertragen werden können.

In *Tabelle 8-1* sind die in den Versuchen erreichten Versagenslasten und die jeweils zugehörige maximale Momentenbeanspruchung (zugh. M_{Bruch} = F_{Bruch} x 1,35 m) dargestellt. Auf Grundlage der für die Versuchsbalken ermittelten tatsächlichen Betondruckfestigkeiten und des zur Bruchlast zugehörigen Biegemomentes kann mit einem Querschnittsprogramm durch Iteration der Dehnungsebene unter Verwendung der σ-ε-Linien nach *DIN EN 1992-2-2* auf die zugehörigen Stahlspannungen im Zustand II unter der Bruchlast geschlossen werden.

Die rechnerisch maximal durch den Stoß übertragbaren Stahlspannungen liegen für die Versuchsreihe 1 mit Werten zwischen 515 – 536 MN/m² 18% bis 23% über dem Bemessungswert der für die Ermittlung der Übergreifungslängen zugrunde gelegten Steckgrenze des Betonstahls. Bei der Bemessung der Versuchsbauteile wurde von einer zu übertragenden Stahlspannung von f_{yd}=435 N/mm² und einem Beton der Festigkeitsklasse C35/45 ausgegangen. Für die Überprüfung der ausreichenden Tragfähigkeit muss die Stahlspannung noch an die tatsächliche am Versuchsbauteil festgestellte Betonfestigkeit angepasst werden, da diese die Verbundfestigkeit beeinflusst.

Im Folgenden wird die im Versuch mindestens zu übertragende Stahlspannung $\sigma_{sd,Versuch}$ exemplarisch für den Versuch 1C an die tatsächliche am Versuchsbauteil festgestellte Betonfestigkeit angepasst.

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 = 35{,}3 - 4 = \ 31{,}3\ MN/m^2 \qquad (< 35\ MN/m^2)$$

$$f_{ctk;0,05} = 0{,}7 \cdot 0{,}3 \cdot 31{,}3^{2/3} = 2,{,}085\ MN/m^2$$

$$f_{bk} = 2{,}25\ \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} = 2{,}25 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}085 = 4{,}69\ MN/m^2$$

$$l_{0,Test} = \ \alpha_2 \cdot \alpha_6 \cdot \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd} \cdot \gamma_c} = \alpha_2 \cdot \alpha_6 \cdot \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd,Versuch}}{f_{bk}}$$

$$806mm = \ 1{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot \frac{25}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd,Versuch}}{4{,}69} \qquad \rightarrow min\ \sigma_{sd,Versuch} = 404\ MN/m^2 \quad (< 435\ MN/m^2)$$

Das Versagen bei den Versuchsbalken der Reihe 1 trat durch Versagen des Verbundes im Bereich des Übergreifungsstoßes ein.

Die Balken 2A und 2B der Versuchsreihe 2 wurden ohne eine Querkraftbewehrung ausgebildet. Beide Balken versagten, wie im Nachgang festgestellt wurde, aufgrund nicht ausreichender Verankerung der Längsbewehrung im Auflagerbereich durch einen Verankerungsbruch mit dadurch initiiertem Schubbruch. Unter dem Versagenslastniveau wurde im Stoßbereich allerdings eine rechnerische Stahlspannung von 465 N/mm² übertragen. Demnach konnte beim Versuch 2A eine ausreichende Tragfähigkeit des Stoßes nachgewiesen werden.

Bei dem Versuchsbalken 2B stand neben der Tragfähigkeit auch die Betrachtung der Gebrauchstauglichkeit unter einer Langzeitbeanspruchung im Vordergrund. Daher wurde der Träger erst nach 22 Tagen nach Erstbelastung zu Bruch gefahren, die Betondruckfestigkeit lag daher mit 56,2 MN/m² über der angestrebten Festigkeit von 35-43 MN/m². Der Versuchsbalken versagte durch einen Biegebruch bevor die Tragfähigkeit des Bewehrungsstoßes erreicht wurde. Dabei betrug die Stahlspannung 0,9 min σ_{sd}

Bei dem Versuchsbalken 2C sowie den Balken der Versuchsreihe 3 erfolgte das Versagen jeweils im Stoßbereich durch Verbundversagen. Die auf Grundlage des Bruchmomentes rechnerisch ermittelten Stahlspannungen, die dabei vom jeweiligen Stoß übertragen wurden, lagen über dem Wert min σ_{sd}, der mindestens erreicht werden musste.

In allen von Femern A/S durchgeführten Versuchen, mit Ausnahme des Versuchs 2B, konnte für die nach Design Basis bzw. *EN 1992-2* ausgelegten Stöße eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden. Der Versuchsbalken 2B versagte vorzeitig durch einen Verankerungsbruch, der einen Biegeschubbruch nach sich zog. Dabei fehlten bezogen auf min σ_{sd} lediglich 10% der angestrebten Stahlspannung im Stoßbereich, wie sie bei einem Versagen des Stoßes zu erwarten gewesen wäre. D.h., unter der Versagenslast erfolgte beim Versuch 2B noch kein versagen des Stoßes.

Tabelle 8-1: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten auf charakteristischem Niveau

	Versuchsreihe 1			**Versuchsreihe 2**			**Versuchsreihe 3**		
Versuchsbalken	**1A**	**1B**	**1C**	**2A**	**2B**	**2C**	**3A**	**3B**	**3C**
$f_{cm,cyl,Test}$ [N/mm²]	38,9	38,9	35,3	39,6	56,2	43,0	39,8	36,1	41,2
$f_{ctm} = 0{,}30\ f_{ck}^{2/3}$ [N/mm²]	3,20	3,20	2,98	3,25	4,19	3,45	3,26	3,03	3,34
f_{ctk} [N/mm²]	2,24	2,24	2,09	2,27	2,93	2,42	2,28	2,12	2,34
f_{bk} [N/mm²]	5,05	5,05	4,69	5,11	6,60	5,43	5,13	4,77	5,27
min $\sigma_{su,cal}$ [N/mm²] für l_0 mit f_{bk}	434	434	404	440	568	468	468	442	453
M_{Bruch} im Versuch [kNm]	547	552	527,8	253,8	293	300	527,9	506,25	515,7
zugh $\sigma_{su,test}$ [N/mm²]	530 > 434	536 > 434	515 > 404	465 > 434	510 < 568	528 > 468	504 > 468	486 > 442	492 > 453
$\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$ für l_0 mit f_{bb}	1,22	1,24	1,27	1,06	0,90	1,13	1,08	1,10	1,09
Versagensart	Verbundversagen			Schubversagen		Verbundversagen			

Insgesamt kann daher für die nach der Design Basis bzw. *EN 1992-1-1* bemessenen Stöße eine ausreichende Tragfähigkeit experimentell nachgewiesen werden.

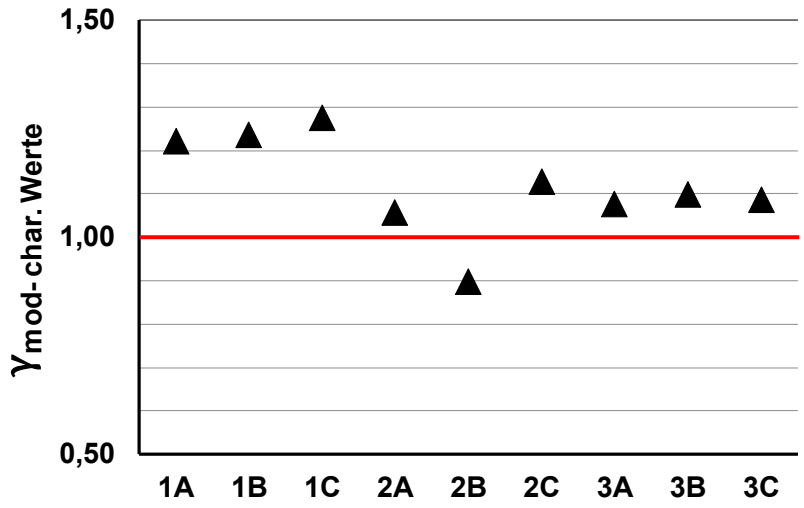


Bild 8-9: Modellsicherheitsfaktor auf charakteristischem Niveau $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$

8.4.2 **Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)**

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit liegen die Stahlspannungen etwa zwischen 150 bis 250 N/mm². Die Messung und Bewertung der Rissbreiten im Stoßbereich erfolgte durch Femern A/S bzw. RAT daher unter Gebrauchslastniveau.

Für die Versuchsreihe 1 ergeben sich bei einer Versuchslast von 185 kN (zugh. M=250 kNm) rechnerisch Stahlspannungen von 250 N/mm². Für dieses Lastniveau wurden die Rissbreiten mittels optischer Messung ausgewertet und sind für die Versuchsreihe 1 in *Bild 8-10* exemplarisch dargestellt.

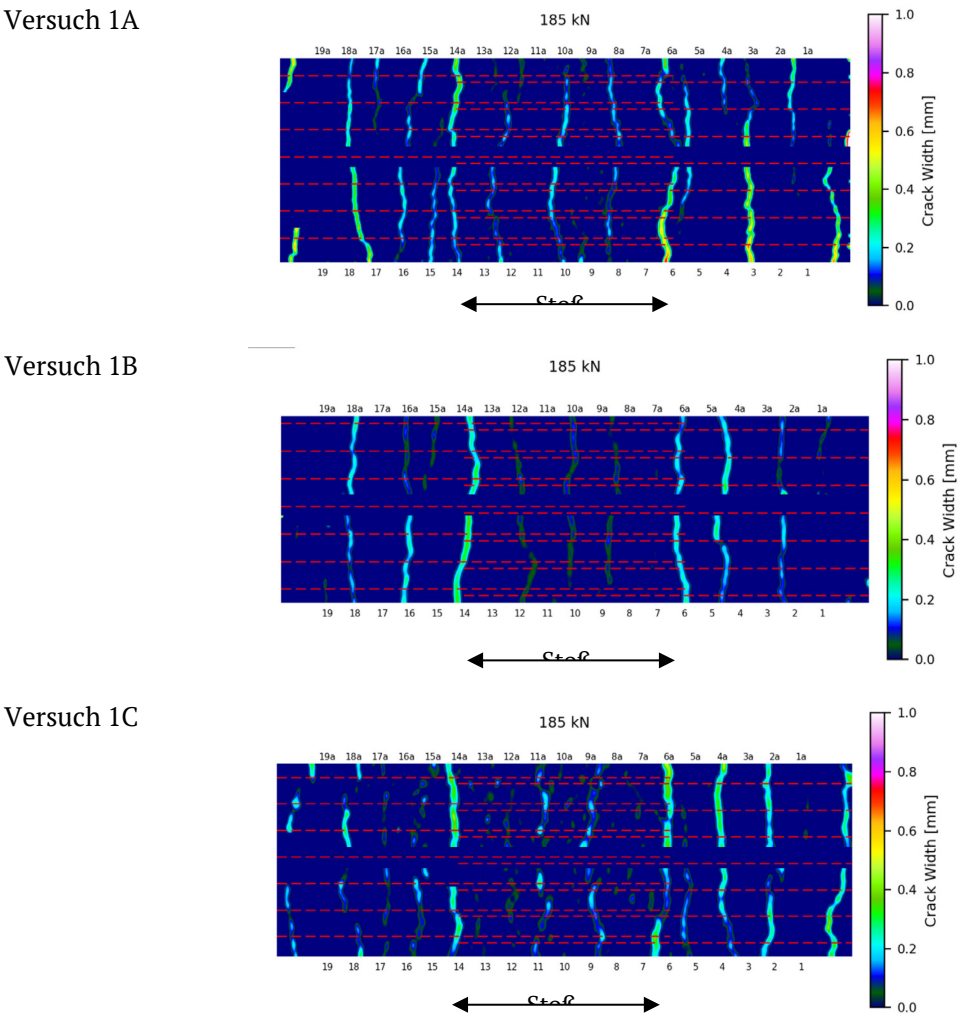


Bild 8-10: Rissbreiten für die Versuchsträger 1A, 1B und 1 C unter Gebrauchslastniveau (Laststufe 185 kN) aus *RAT 2016*

Aus der Darstellung wird deutlich, dass die Rissbreiten im Stoßbereich an den maßgebenden Stoßenden ihre Maximalwerte annehmen. Vergleichbare Rissbreiten traten allerdings auch außerhalb des Stoßbereiches auf, wie aus *Bild 8-10* hervorgeht. Unter Gebrauchslastniveau konnte

daher bei den durchgeführten Versuchen kein Einfluss der Übergreifungslänge auf die Rissbreitenzunahme an den Stoßenden gegenüber den Bereichen außerhalb des Stoßes beobachtet werden.

Zusätzlich wurden die Rissbreiten mit Hilfe von Setzdehnungspunkten gemessen. Für die Erfassung des Einflusses aus der Bauteilkrümmung auf die Rissbreiten wurden neben den Messpunkten an der Bauteiloberfläche zusätzliche Messpunkte im Abstand 15 mm und 65 mm (Versuchsreihe 1) sowie 40 mm und 90 mm (Versuchsreihen 2 und 3) von der Trägeroberkannte angeordnet.

Die Ergebnisse der Messungen für das Gebrauchslastniveau im Hinblick auf die maximalen Rissbreiten an den Stoßenden und in Bereichen außerhalb des Stoßes sind in *Tabelle 8-2* zusammengefasst. Auch diese Messungen bestätigen, dass unter Gebrauchslasten die Rissbreiten an den Stoßenden nicht signifikant größer werden als außerhalb des Stoßbereichs.

Tabelle 8-2: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten an den Stoßenden und außerhalb des Stoßbereichs für die Versuchsreihe 1

	Versuch		
Max. Rissbreite bei $\sigma_s \approx 250 MN/m^2$	**1A**	**1B**	**1C**
Auswertung der Risse an der Oberseite des Versuchsträgers			
w [mm] Stoßende (Auswertungspunkt)	0,400 (Pkt. 6) 0,390 (Pkt. 6a)	0,350 (Pkt.6) 0,340 (Pkt.14a)	0,340 (Pkt. 6) **0,380 (Pkt. 6a)**
w [mm] außerhalb des Stoßes (Auswertungspunkt)	**0,437 (Pkt.3)** 0,283 (Pkt.2a)	0,382 (Pkt. 15) **0,405 (Pkt.19a)**	0,340 (Pkt.2) 0,350 (Pkt. 18 a)
Auswertung der Risse im Abstand von 65 mm von der Oberseite des Versuchsträgers			
w [mm] Stoßende (Auswertungspunkt)	**0,280 (Pkt. 6)**	0,270 (Pkt. 14)	0,282 (Pkt. 6)
w [mm] außerhalb des Stoßes (Auswertungspunkt)	0,255 (Pkt. 2)	**0,350 (Pkt.16)**	**0,295 (Pkt.18)**

Der Einfluss einer Dauerbeanspruchung auf die Rissbreitenentwicklung wurde am Versuchsbalken 2B untersucht. Die Belastung wurde über 22 Tage auf Gebrauchslastniveau konstant gehalten. Die Rissbreiten wurden dabei kontinuierlich gemessen.

Tabelle 8-3: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten an den Stoßenden und außerhalb des Stoßbereichs für die Versuchsreihe 2

	Versuch			
Max. Rissbreite bei $\sigma_s \approx 250 MN/m^2$	**2A**	**2B (Kurzzeit-belastung)**	**2B (nach 22 Tagen unter Dauerlast)**	**2C**
Auswertung der Risse an der Oberseite des Versuchsträgers				
w [mm] Stoßende (Auswertungspunkt)	0,391 (Pkt. 13) 0,411 (Pkt. 12a)	0,433 (Pkt.7)	0,575 (Pkt.7)	0,316 (Pkt. 7) **0**,352 (Pkt. 7a)
w [mm] außerhalb des Stoßes (Auswertungspunkt)	**0,481 (Pkt.1)** 0,374 (Pkt.17a)	**0,493 (Pkt. 1)** 0,465 (Pkt.16a**)**	0,661 (Pkt. 1) **0,633 (Pkt.16a)**	0,397 (Pkt.19) **0,529 (Pkt.5 a)**
Auswertung der Risse im Abstand von 90 mm von der Oberseite des Versuchsträgers				
w [mm] Stoßende (Auswertungspunkt)	**0,284 (Pkt. 13a)**	0,167 (Pkt. 7a)	0,248 (Pkt. 7a)	0,259 (Pkt. 7a)
w [mm] außerhalb des Stoßes (Auswertungspunkt)	0,273 (Pkt. 4a)	**0,235 (Pkt.16a)**	**0,431 (Pkt.14a)**	**0,361 (Pkt. 5a)**

Die Auswertung der dokumentierten gemessenen Rissbreiten (*vgl. Tabelle 8-4*) zeigt, dass die Rissbreiten in gleicher Größenordnung im Bereich der Stoßenden und in dem ungestörten Bereiche außerhalb ansteigen. Ein überproportionaler Anstieg der Rissbreiten an den Stoßenden gegenüber den Bereichen außerhalb des Stoßes unter Dauerbeanspruchung konnte hier nicht bestätigt werden. Auch die Maximalwerte der Rissbreite liegen in der gleichen Größenordnung.

Die Versuche haben insgesamt gezeigt, dass die Rissbreiten der untersuchten Versuchsträger unter Gebrauchslastniveau sowohl unter Kurzzeit- als auch Dauerbeanspruchung nicht durch die Übergreifungslänge nach Design Basis bzw. *DIN EN 1992-1-1* in einer Weise beeinflusst werden, dass die Rissbreiten an den Stoßenden signifikant größer wären als außerhalb des Stoßbereiches. Damit werden die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit nach Deutscher Norm auch mit diesen gegenüber *DIN EN 1992-2/NA* kürzeren Übergreifungslängen erfüllt.

Tabelle 8-4: Zusammenstellung der maximal gemessenen Rissbreiten an den Stoßenden und außerhalb des Stoßbereichs für die Versuchsreihe 3

	Versuch		
Max. Rissbreite bei $\sigma_s \approx 250 MN/m^2$	**3A**	**3B**	**3C**
Auswertung der Risse an der Oberseite des Versuchsträgers			
w [mm] Stoßende (Auswertungspunkt)	0,468 (Pkt. 7) **0,493 (Pkt. 13a)**	0,466 (Pkt.7) 0,499 (Pkt.12a)	0,323 (Pkt. 12) **0**,398 (Pkt. 12a)
w [mm] außerhalb des Stoßes (Auswertungspunkt)	0,461 (Pkt.18) 0,471 (Pkt.17a)	0,397 (Pkt. 1) **0,525 (Pkt.15a)**	0,503 (Pkt.14) **0,559 (Pkt. 15 a)**
Auswertung der Risse im Abstand von 90 mm von der Oberseite des Versuchsträgers			
w [mm] Stoßende (Auswertungspunkt)	0,173 (Pkt. 13a)	0,336 (Pkt. 12a)	0,293 (Pkt. 12a)
w [mm] außerhalb des Stoßes (Auswertungspunkt)	**0,282 (Pkt. 16a)**	**0,370 (Pkt.15a)**	**0,369 (Pkt.15a)**

Die Auswertungen der Rissbreiten haben insgesamt gezeigt, dass die Rissbreiten der untersuchten Versuchsträger unter Gebrauchslastniveau sowohl unter Kurzzeit- als auch Dauerbeanspruchung nicht durch die Übergreifungslänge nach Design Basis bzw. *DIN EN 1992-1-1* in einer Weise beeinflusst werden, dass die Rissbreiten an den Stoßenden signifikant größer wären als außerhalb des Stoßbereiches. Damit werden die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit nach Deutscher Norm auch mit diesen gegenüber *DIN EN 1992-2/NA* kürzeren Übergreifungslängen erfüllt.

8.5 Zusammenfassung und Wertung

Die Übergreifungsstöße bei den Versuchen wurden gemäß Design Basis bzw. *EN 1992-1-1* bemessen und ausgebildet. Das Versuchsprogramm umfasste insgesamt 3 unterschiedliche Versuchsreihen mit jeweils 3 Versuchskörpern. Die einzelnen Versuchsreihen unterschieden sich dabei durch die Festlegungen für die Parameter zur Erfassung des Einflusses der Betondeckung (α_2), des lichten Stababstands zwischen den Stößen sowie der Auswirkungen des Stoßanteils (α_6).

Durch die projektbezogenen Versuche konnte insgesamt eine ausreichende Tragfähigkeit für die nach Design Basis bzw. *EN 1992-1-1*, *EN 1992-2* ausgelegten Übergreifungsstöße nachgewiesen werden. Auf Grundlage der Versuche konnte darüber hinaus gezeigt werden, dass die gegenüber der Design Basis bzw. *EN 1992-2/NA* zusätzlichen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit,

die nach deutschem Regelwerk mit abzudecken sind, erfüllt werden. Dabei wurden die Rissbreiten der untersuchten Versuchsträger unter Gebrauchslastniveau sowohl unter Kurzzeit- als auch Dauerbeanspruchung nicht durch die gegenüber *DIN EN 1992-2/NA* kürzeren Übergreifungslängen so beeinflusst, dass die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erfüllt wurden. Unter Kurzzeitbeanspruchung wurden an den Stoßenden als auch außerhalb des Stoßbereichs vergleichbare Rissbreiten gemessen. Darüber hinaus konnte unter Dauerbeanspruchung kein stärkerer Anstieg der Rissbreiten an den Stoßenden gegenüber den Rissen in den Bereichen außerhalb festgestellt werden.

Insgesamt konnte durch die projektbezogenen Versuche eine ausreichende Tragfähigkeit als auch Gebrauchstauglichkeit für Übergreifungsstößen, die nach Design Basis bzw. *EN 1992-1-1* bemessen wurden, nachgewiesen werden. Daher kann mit der Bemessung der Übergreifungsstöße nach Design Basis ein auch für Deutschland ausreichendes Sicherheitsniveau, wie es den normgemäßen Anforderungen der *DIN EN 1990* entspricht, erreicht werden.

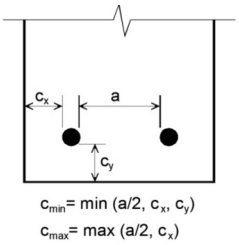
9 Auswertung der Stahlspannung im Bruchzustand nach Model Code 2010

Nach *Model Code 2010*, *6.1-19* kann unter Voraussetzung „guter“ Verbundbedingungen, die übertragbare Stahlspannung im Übergreifungsbereich abgeschätzt werden. Die Formel wurde anhand einer Auswertung von über 800 Versuchen kalibriert und auf Grundlage der auf mittleren Festigkeiten hergeleitet. Der Ansatz ist nicht für die direkte Bemessung vorgesehen.

$$f_{stm} = 54 \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25} \left(\frac{l_b}{Ø}\right)^{0,55} \left(\frac{25}{Ø}\right)^{0,20} \left[\left(\frac{c_{min}}{Ø}\right)^{0,25} \left(\frac{c_{max}}{c_{min}}\right)^{0,1} + k_m K_{tr}\right] \qquad (9.1)$$

f_{cm} gemessene mittlere Zylinderdruckfestigkeit

l_b und Ø Übergreifungslänge und Bewehrungsdurchmesser



$K_{tr}k_m$ Einfluss einer Querbewehrung

Im Folgenden wird die Berechnungsformel auf die beschriebenen Versuche der Kapitel fünf, sechs und acht angewendet und mit den jeweils gemessenen Stahlspannungen im Übergreifungsbereich unter der Versuchstraglast verglichen.

Tabelle 9-1: Vergleich der gemessenen Stahlspannungen und der nach *Model Code 2010* errechneten Stahlspannungen im Übergreifungsbereich der Versuche aus *Kapitel 5*

Versuchsträger	**B1**	**B2**	**B3**	**B4**	**B5**	**B6**	**B7**	**B8**	**B9**	**B10**
$f_{stm,Versuch}$ [N/mm²]	461	427	519	563	479	520	442	440	465	416
$f_{stm,MC2010}$ [N/mm²]	396,90	379,13	434,90	509,65	377,99	410,86	436,01	356,09	381,30	358,72
$f_{stm,Versuch}$ / $f_{stm,MC2010}$	1,16	1,13	1,19	1,10	1,27	1,27	1,01	1,24	1,22	1,16
Mittlere Abweichung [%]	17									

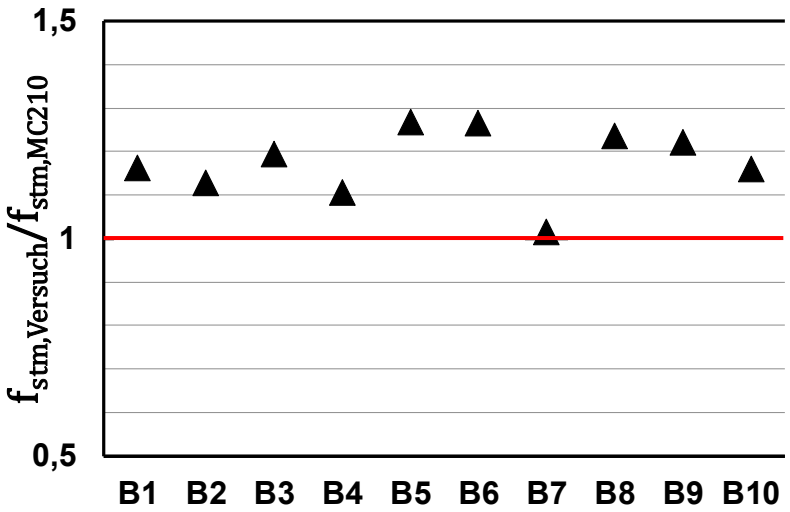


Bild 9-1: Verhältnis der gemessenen Stahlspannungen und der nach *Model Code 2010* errechneten Stahlspannungen im Übergreifungsbereich der Versuche aus *Kapitel 5*

Tabelle 9-2: Vergleich der gemessenen Stahlspannungen und der nach *Model Code 2010* errechneten Stahlspannungen im Übergreifungsbereich der Versuche aus *Kapitel 6*

Versuchsträger	**B11C1**	**B11C2**	**B11C3**	**B12C1**	**B12C2**	**B12C3**	**B13C1**	**B13C2**	**B13C3**
$f_{stm,Versuch}$ [N/mm²]	313	337	307	275	263	281	293	311	349
$f_{stm,MC2010}$ [N/mm²]	288,45	320,00	321,80	268,62	299,36	299,26	302,86	325,46	327,29
$f_{stm,Versuch}$ / $f_{stm,MC2010}$	1,09	1,05	0,95	1,02	0,88	0,94	0,97	0,96	1,07
Mittlere Abweichung [%]	17								

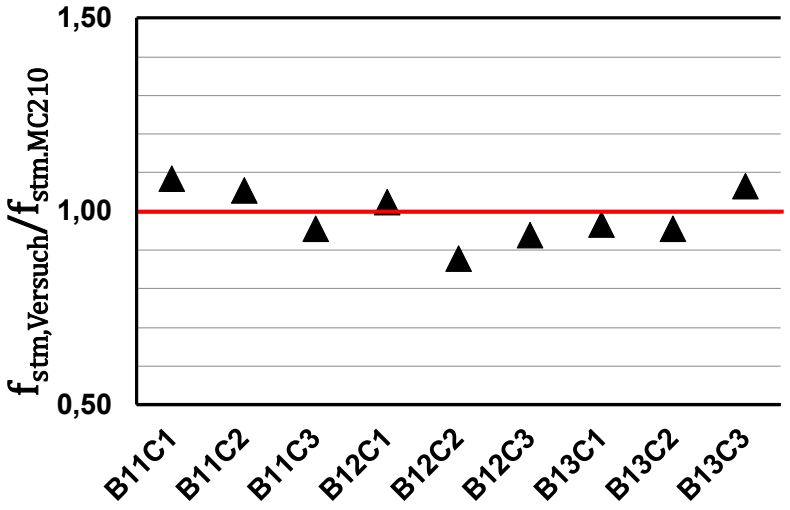


Bild 9-2: Verhältnis der gemessenen Stahlspannungen und der nach *Model Code 2010* errechneten Stahlspannungen im Übergreifungsbereich der Versuche aus *Kapitel 6*

Tabelle 9-3: Vergleich der gemessenen Stahlspannungen und der nach *Model Code 2010* errechneten Stahlspannungen im Übergreifungsbereich der Versuche aus *Kapitel 8*

Versuchsträger	**1A**	**1B**	**1C**	**2A**	**2B**	**2C**	**3A**	**3B**	**3C**
$f_{stm,Versuch}$ [N/mm²]	530	536	515	465	510	528	504	486	492
$f_{stm,MC2010}$ [N/mm²]	454,70	454,70	443,79	442,54	483,01	451,74	426,42	416,14	430,12
$f_{stm,Versuch}$ / $f_{stm,MC2010}$	1,17	1,18	1,16	1,05	1,06	1,17	1,18	1,17	1,14
Mittlere Abweichung [%]	14								

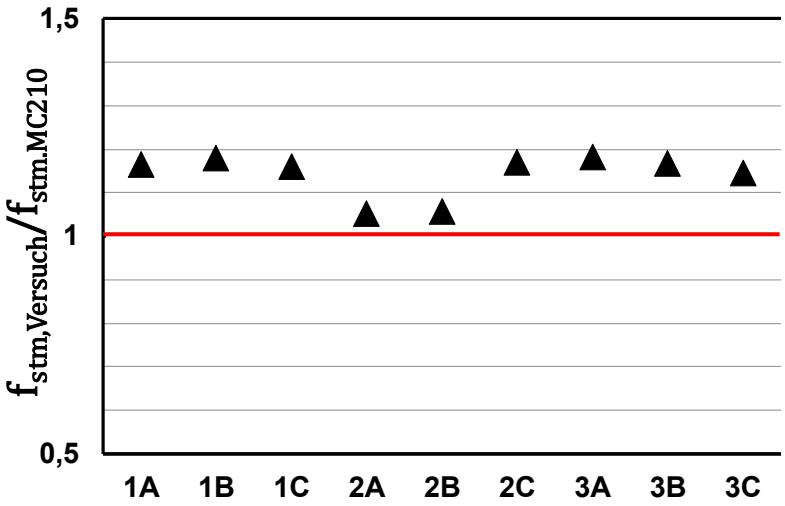


Bild 9-3: Verhältnis der gemessenen Stahlspannungen und der nach *Model Code 2010* errechneten Stahlspannungen im Übergreifungsbereich der Versuche aus *Kapitel 8*

Die Auswertung zeigt, dass der Ansatz zur Ermittlung der Stahlspannung nach *Model Code 2010*, *6.1-19* auf Mittelwertniveau die tatsächlich gemessenen Stahlspannungen der in der Arbeit beschriebenen Versuche in der Tendenz richtig abbildet (*vgl. Kapitel 7*) teilweise aber auch stark unterschätzt (*vgl. Kapitel 5 und 8*). Insbesondere die Versuche aus *Kapitel 5* und *8* konnten eine im Mittel um 17 % bzw. 14 % höherer Stahlspannung im Stoßbereich übertragen. Die Stahlspannungen der Versuche aus *Kapitel 7* stimmen sehr gut mit den nach *Model Code 2010*, *6.1-19* errechneten Stahlspannungen überein. Die Besonderheit dieser Versuche lag in der großen Betondeckung (80 mm bzw. 50 mm) in Verbindung mit großen Stabdurchmessern (28 mm bzw. 25 mm) und einer 2-lagigen Bewehrung.

10 Ergänzende eigene Versuche zu Übergreifungsstößen unter dem Gesichtspunkt des Einflusses einer Querbewehrung im Stoßbereich

10.1 Motivation

Die bisherigen beschriebenen Versuche wurden, wurden zur Reduzierung von möglichen Einflussparametern, allesamt ohne eine Querbewehrung im Stoßbereich ausgebildet. Im Folgenden soll anhand von zwei Tastversuchen der Einfluss einer Querbewehrung auf ein mögliches duktiles Bauteilverhalten untersucht werden.

Nach *EN 1992-1-1* sowie *DIN EN 1992-1-1/NA* ist eine Querbewehrung im Stoßbereich erforderlich. Sie dient der Aufnahme der entstehenden Querzugspannungen und reduziert damit die Querrissbildung.

In beiden Normen kann bei kleinen Stabdurchmessern < 20mm oder wenn in einem Querschnitt maximal 25% der Längsbewehrung gestoßen werden die vorhandene Bewehrung ohne weiteren Nachweis als ausreichend angesehen werden.

Auch bei größeren Stabdurchmessern ⩾ 20mm sind sich die beiden Normen sehr ähnlich, hier darf die Querbewehrung ΣA_{St} nicht kleiner sein, als die Querschnittsfläche A_S eines gestoßenen Stabes. Gesondert muss bei weiten Stababständen a ⩾ 4Ø die Querbewehrung ΣA_{St} auf jeden gestoßenen Stab ausgelegt werden. Angeordnet wird die Querbewehrung an den Stoßenden, da sich dort die Querzugspannung und somit die Rissbildung konzentriert.

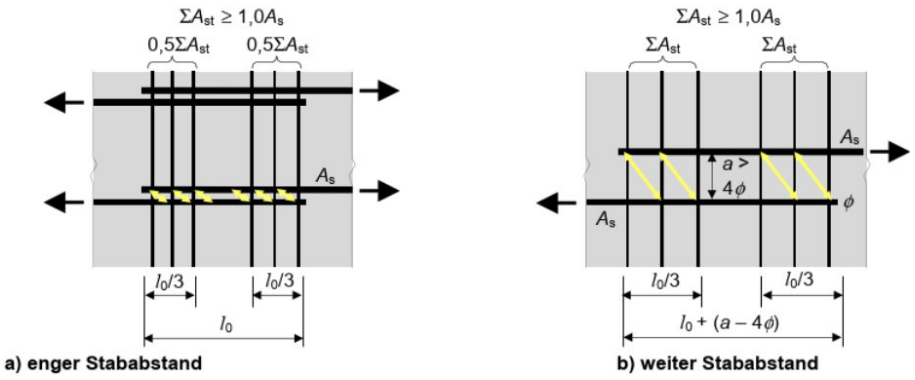


Bild 10-1: Querbewehrung für Übergreifungsstöße nach *EN 1992-1-1*

10.2 Entwicklung der systematischen Versuchsreihen

10.2.1 **Definition der Randbedingungen**

Zur Vergleichbarkeit wurde das Versuchsprogramm hinsichtlich der Prüfkörpergeometrie und des Versuchsaufbaus an die Versuche aus *Kap.5* angelehnt. Das Versuchsprogramm umfasste zwei 4-Punkt-Biegeversuche, wobei die Übergreifungsstöße im Bereich der konstanten Momentenbeanspruchung angeordnet waren. Die Versuchsträger waren hinsichtlich ihrer äußeren Geometrie identisch. Sie hatten eine Länge von insgesamt 5,60 m mit jeweils 1,25 m Kragarmlänge und 2,50 m Feldlänge. Der Querschnitt hatte eine Höhe von 40 cm und eine Breite von 60 cm (*vgl. Kap.5*). Die beiden Prüfkörper basieren, was den Bewehrungsgrad, die Stoßausbildung, die Randabstände und die Stababstände angeht, auf dem Träger B2 (*vgl. Kap.5*). Zusätzlich wurde bei den Versuchen B16 und B17 nun eine Querbewehrung im Stoßbereich angeordnet. Bei Versuch B16 handelte sich um Steckbügel mit einer Schenkellänge von 19 cm (l_{brqd} auf Grundlage des Mittelwerts der Verbundfestigkeit f_{bm}). Versuch B17 wurde mit geschlossenen Bügeln bewehrt (*vgl. Tabelle 10-2*).

Im Vordergrund stand neben der Tragfähigkeit die Dokumentation der Rissbreitenentwicklung. Zusätzlich wurden das Verformungsverhalten, der Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich und der Schlupf am Stoßende messtechnisch erfasst. Das vollständige Versuchsprogramm ist in *Tabelle 10-1* und *10-2* dargestellt.

Tabelle 10-1: Versuchsprogramm Vier-Punkt-Biegeversuche (Übergreifungslänge $\boldsymbol{l_0}$ auf Grundlage des Mittelwerts der Verbundfestigkeit $\boldsymbol{f_{bm}}$)

Versuch	Art der Querbewehrung	$Ø_s$ [mm]	c_l[1)] [mm]	α_2	α_6	l_0 [cm]	Stoßanteil	lichter Stababstand	Betonfestigkeit	Verbundbedingungen
B16	Steckbügel	20	50	0,775	1,5	35,1	100%	a = 11 cm < 8Øs	C 35/45	gut
B17	Geschlossene Bügel					35,1				

[1)]Betondeckung der Längsbewehrung

Die Übergreifungslängen der Versuchsträger wurden in beiden Versuchen nach *EN 1992-1-1* ermittelt und mit den Mittelwerten der Baustofffestigkeiten, also mit der mittleren Verbundfestigkeit berechnet. Da hauptsächlich der Einfluss der Form der Querbewehrung untersucht werden sollte, wurde ΣAst,min = 1,0 As angesetzt. Die Querschnittsfläche der gesamten Querbewehrung entspricht also der Querschnittsfläche eines einzelnen Längsstabes. Daraus ergibt sich α_3 = 1,0.

Tabelle 10-2: Geometrische Parameter der Versuchsträger

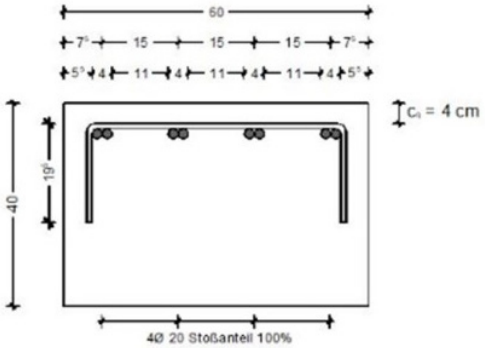
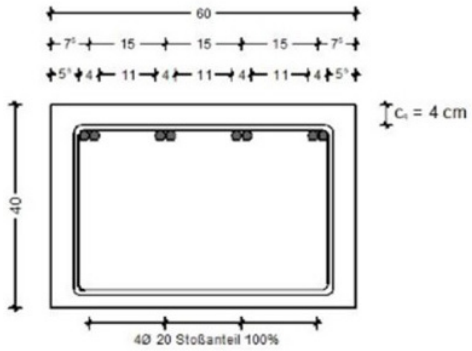
Versuch	Querschnitt	Parameter
B16		C35/45 BSt 500 Ausführung l_0: $l_0 = l_{0,EC2}$ Stoßanteil 100% Bewehrungsdurchmesser: $Ø_{s,l}$ = 20 mm $Ø_{s,q}$ = 10 mm (Steckbügel) Betondeckung: c_l = 5,0 cm c_q = 4,0 cm lichter Stababstand: a= 11,0 cm < 8Øs
B17		C35/45 BSt 500 Ausführung l_0: $l_0 = l_{0,EC2}$ Stoßanteil 100% Bewehrungsdurchmesser: $Ø_{s,l}$ = 20 mm $Ø_{s,q}$ = 10 mm (geschlossene Bügel) Betondeckung: c_l = 5,0 cm c_q = 4,0 cm lichter Stababstand: a= 11,0 cm < 8Øs

Tabelle 10-3: Übergreifungslängen auf Basis des Mittelwertniveaus der Verbundfestigkeit f_{bm} nach EN 1992-1-1

Versuch	Art der Querbewehrung	$Ø_s$ [mm]	$f_{bm,C35/45}$ [MN/m²]	$l_{b,rqm}$ [cm]	α_2 EN 1992-1-1	α_3 EN 1992-1-1	α_6 EN 1992-1-1	l_0 [cm]
B16	Steckbügel	20	7,2	30,2	0,775	1,0	1,5	**35,1**
B17	Geschlossene Bügel							

10.2.2 **Wahl von Bewehrung und Beton**

Die in den Versuchen verwendeten Betonstähle BSt 500 entstammten einer Charge. Für den Beton wurde eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 50 N/mm² am Versuchstag angestrebt, was einem C35/45 entspricht.

Tabelle 10-4: Festbetoneigenschaften am Versuchstag

Versuch	$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	Betonierdatum
B16	50,28	17.07.2018
B17	46,67	06.08.2018

10.3 Versuchsaufbau und Messtechnik

Versuchsaufbau und die Messtechnik wurden analog zu den in *Kapitel 5* beschriebenen Versuchen ausgebildet (*vgl. Kap. 5.3*).

10.4 Versuchsergebnisse

10.4.1 **Versuchsträger B16**

10.4.1.1 Tragverhalten

Der Versuchsträger B16 hatte für seine geometrischen Grundlagen ein eher untypisches Versagensbild. Nach den in *Kap. 2.2.1.* erläuterten geometrischen Grenzwerten, wäre die zu erwartende Bruchart, Bruchart B1 gewesen. Die dafür typischen Bruchrisse an den Trägerseiten sind jedoch nicht aufgetreten. Die Querbewehrung hat den seitlichen Randeinfluss gemindert und durch das Kreuzen der zu erwartenden Bruchrisse die vertikale Sprengkraft aufgenommen und in den Beton rückverankert. An der Oberseite des Versuchsträgers sind deutliche Längsrisse zu erkennen, welche auf ein Versagen der Bruchart C bzw. C1 schließen lassen, ein eindeutiges Absprengen des Betons konnte allerdings nicht beobachtet werden. Hervorzuheben ist insbesondere der Biegeriss in der Mitte des Stoßes, da dieser nach Freilegen der Bewehrungslage auch darunter sichtbar ist (*vgl. Bild 10-3, links*). Dies ist für ein Stoßversagen mit Betonabsprengung untypisch und tritt zumeist bei normalem Biegebruchversagen auf.



Bild 10-2: Aufsicht des Versuchsbalken B16 nach Versagen



Bild 10-3: Ansicht des Versuchsträgers B16 nach versagen (links), freigelegte Stoßbewehrung (rechts)

In *Bild 10-4 (links)* ist die Stahlspannung der Biegezugbewehrung über die Zeit des Versuches aufgetragen. Die Spannungsplateaus sind den Laststufen der Setzdehnungsmessung geschuldet. Der Versuchsträger erfuhr unter der Belastung eine Relaxation, welche zu dem geringen Abfall der Spannung führte. Der Stahlspannung kann man entnehmen, dass die Biegezugbewehrung nicht in den Bereich des Fließens kommt und der Versuchskörper bei einer maximalen Stahlspannung von 477,36 N/mm² versagt. Daraus lässt sich auf ein Stoßversagen des Trägers schließen und wahrscheinlich auf eine Kombination aus Bruchart B1 und einem Ausziehen der Biegezugbewehrung.

Bild 10-4 (rechts) zeigt die Beziehung zwischen der Stahlspannung und dem gemessenen Schlupf am Stabende. Hier sind keine nennenswerten Auffälligkeiten ablesbar. Man erkennt, dass der Schlupf bis zum Erreichen der ersten Laststufe von 150 N/mm² einen sehr steilen Anstieg hat und danach etwas abflacht. Durch einen technischen Fehler beim Auslesen der Dehnungsmessstreifen konnte die Verbundspannung leider nicht ermittelt werden und somit die These des Ausziehens der Bewehrung nicht durch die Verbund-Schlupf-Beziehung gestützt werden.

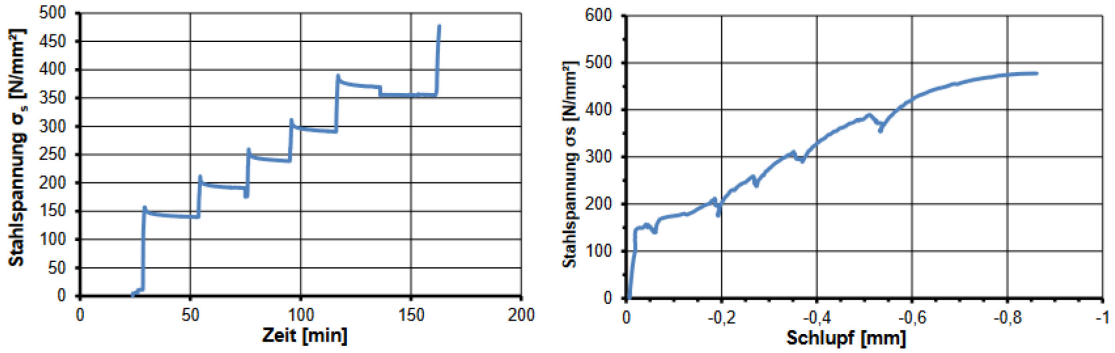


Bild 10-4: Stahlspannungsverlauf σs über die Zeit (links), Stahlspannungs-Schlupfbeziehung (rechts)

In *Bild 10-5* ist die Durchbiegung in Beziehung zur Momentenbelastung dargestellt. Die Wegaufnehmer WA2 und WA3 bilden die Durchbiegung in Feldmitte als positive Verformung ab. Die Wegaufnehmer WA1 und WA4 geben die Verformung an den auskragenden Trägerenden an. Im Versagensmoment wurde hier eine Durchbiegung von 25,7mm (WA1) bzw. 24,9mm (WA4) aufgezeichnet. Die Durchbiegung in Feldmitte betrug zu diesem Zeitpunkt 7,3 mm (WA2) bzw. 7,0 mm (WA3) und somit ca. 28% des Wertes an den Trägerenden.

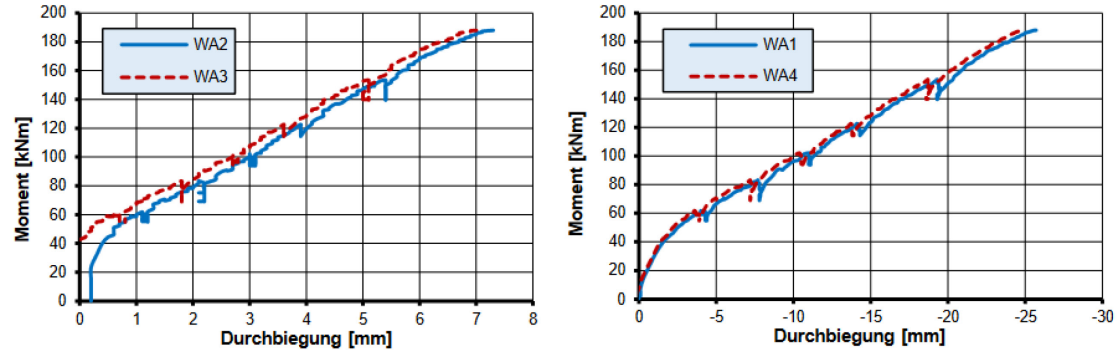


Bild 10-5: Momenten- Durchbiegungsbeziehung Versuchskörper B16

Die im Stoßbereich an der Bewehrung angebrachten Dehnungsmessstreifen konnten während dieses Versuchs durch einen technischen Fehler nur teilweise ausgelesen werden. Insbesondere der relevante und aussagekräftige Bereich des Stoßendes wurde nicht erfasst (*vgl. Bild 10-6*). Trotz der fehlenden Werte lässt sich erkennen, dass die Stahlspannung zum Stoßende hin ansteigt und danach abfällt.

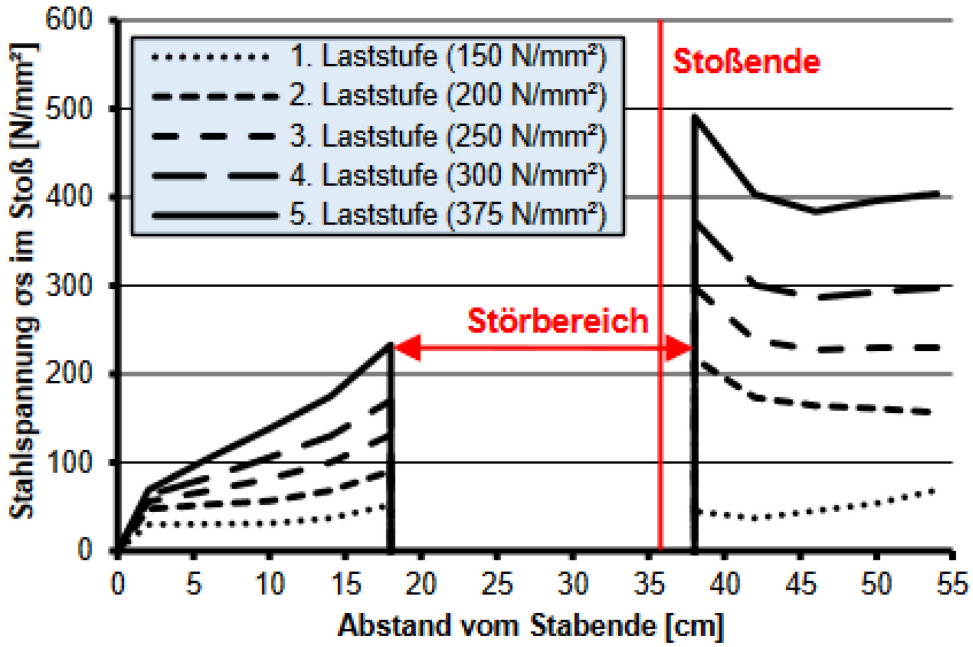


Bild 10-6: Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich,B13

10.4.1.2 Rissbildung

Die Messung der Rissbreiten unterlagen über dem Versuchsträger verteilt einem großen Streubereich. In diesem Streubereich konnten die Risse unmittelbar im Bereich des Stoßes erwartungsgemäß im unteren Bereich verzeichnet werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich dort der Bewehrungsgrad verdoppelt. Die Rissbreiten an den Enden des Übergreifungsstoßes traten eher im oberen Bereich des Streubereichs auf, bildeten jedoch nicht zwingend das Maximum ab. Vergleichbare Rissbreiten konnten auch außerhalb des Stoßbereiches dokumentiert werden.

In den *Bildern 10-7* und *10-8* sind die Rissbreiten der Setzdehnungsmessung dargestellt, die Stoßenden sind durch Dreiecksymbole und Strichlinien hervorgehoben. Aufgeführt werden jeweils die Stoßenden und die jeweils drei größten Risse rechts und links des Stoßbereiches. Hier zeigt sich trotz einiger Abweichungen, dass die Stoßenden zwar deutlich größere Rissbreiten aufzeigen als der Durchschnitt, die Rissbreiten außerhalb des Stoßes jedoch ähnlich groß oder sogar größer sind.

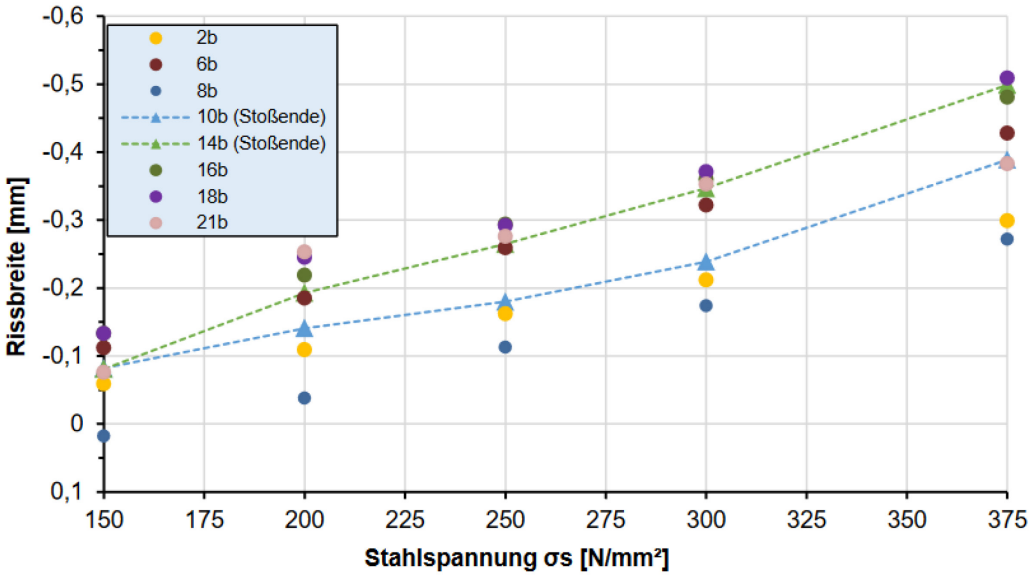


Bild 10-7: Rissbreitenverteilung der maßgebenden Risse auf der Oberseite des Trägers B16

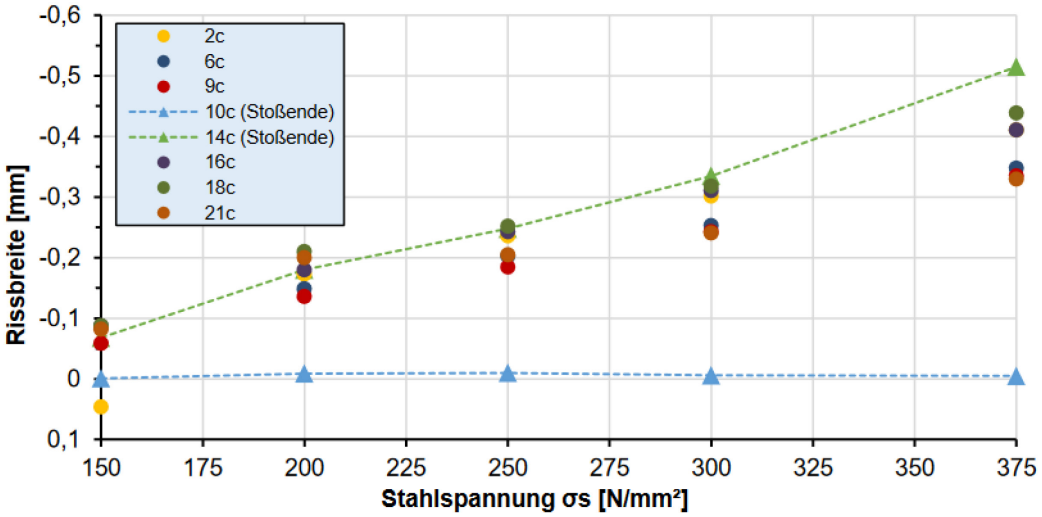


Bild 10-8: Rissbreitenverteilung der maßgebenden Risse in Höhe der Längsbewehrung Träger B16

10.4.2 **Versuchsträger B17**

10.4.2.1 Tragverhalten

Der Versuchsträger B17 hatte im Gegensatz zum Träger B16 ein einfacher einzuordnendes Bruchbild. Ähnlich dem Träger B16 hätte die zu erwartende Bruchart nach *DAfStb 301* die Bruchart B1 sein sollen. Das Versagen entsprach eher einer Bruchart nach Typ B, da die seitliche Betondeckung c_x nur minimal kleiner ist, als der halbe lichte Abstand der Längsbewehrung e_l. Die Bruchart B zeichnet sich durch ein Absprengen der vertikalen Betondeckung, verbunden mit

Längsrissen entlang der Stoßbewehrung auf der Oberseite des Trägers, ab. Prägnante Merkmale für das Absprengen der oberen Betondeckung sind die Bruchrisse an den Trägerseiten auf Höhe der Längsbewehrung und die Querrisse an den Stoßenden auf der Oberseite des Trägers (*vgl. Bild 10-9*). Die Querbewehrung konnte hier die entsprechenden Sprengkräfte nicht ausreichend in den rückliegenden Beton verankern. Es lässt sich vermuten, dass die Verankerungslänge der Steckbügel im Gegensatz zu den umschließenden Bügeln des ersten Versuchs nicht ausreichend war. Auffällig ist darüber hinaus, dass die Längsrisse auf der Oberseite des Trägers nur an den mittleren Längseisen auftreten. Die äußeren, in den Ecken der Steckbügel angeordneten, Bewehrungseisen weisen keine bzw. erst beim Versagen Längsrisse auf. Nach dem Freilegen der Bewehrung konnte deutlich ein leichtes Aufklappen der Bewehrung festgestellt werden (*vgl. Bild 10-10, rechts*). Ein mittlerer Bruchriss wie beim Versuchsträger B16 konnte hier nicht dokumentiert werden.



Bild 10-9: Ansicht (links) und Aufsicht (rechts) des Versuchsbalken B17 nach Versagen



Bild 10-10: freigelegte Stoßbewehrung nach Versagen, B17

Der Stahlspannungsverlauf gleicht dem Verlauf des vorherigen Versuchs in seiner Form sehr. Die maximale Spannung vor dem Versagen des Versuchsträgers liegt hier jedoch deutlich höher, als die des Versuchsträgers B16. Nach dem Erreichen der Laststufen steigt die Stahlspannung linear bis zum Versagen an und erreicht dabei einen Wert von 513,37 N/mm².

Die Schlupf-Beziehung konnte bei diesem Versuch nicht dargestellt werden, da das Hüllrohr während des Betonierens beschädigt wurde, Beton eintrat und somit ein Messen des Schlupfes unmöglich machte.

Auch der Verlauf der Durchbiegung zeigte ein zum Versuchsträger B16 analoges Bild. Der Wegaufnehmer WA3 in Feldmitte fiel während der Versuchsdurchführung aus und wurde deswegen nicht in die Auswertung aufgenommen. Die Durchbiegung ist äquivalent zu den Stahlspannungen ebenfalls ein wenig größer als im Versuch B16. An den Trägerenden wurde im Versagensmoment eine Durchbiegung von 27,09mm (WA1) und 29,23(WA4) gemessen. Die Durchbiegung in Feldmitte betrug zu diesem Zeitpunkt 8,14mm (WA2). Auch hier betrug die Durchbiegung in Feldmitte ca. 28% der Durchbiegung an den Trägerenden.

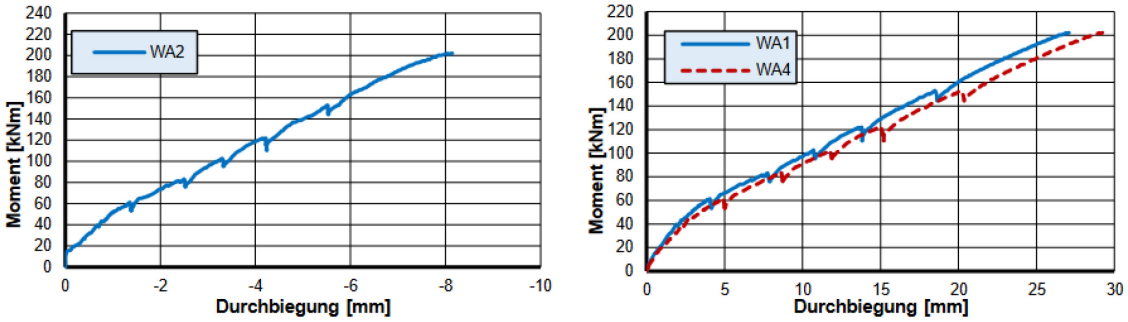


Bild 10-11: Momenten- Durchbiegungsbeziehung Versuchskörper B17

Die Stahlspannungen im Stoßbereich konnten bei diesem Versuchskörper fehlerfrei übermittelt werden. Der Verlauf zeigt auf den ersten 15 – 20 cm einen stetigen und in den höheren Laststufen auch starken Anstieg. Im darauffolgenden Bereich zwischen 20 und 30 cm stellt sich eine Art Plateau mit anschließendem lokalen Hochpunkt ein. Der Spannungsabfall nach dem Hochpunkt ist in den unteren Laststufen deutlich größer und steigt im Anschluss nicht mehr rapide an. In den oberen Laststufen steigt nach dem Spannungsabfall die Stahlspannung wieder und erreicht kurz danach ihren Höhepunkt ohne anschließend deutlich abzufallen. *(vgl. Bild 10-12)*

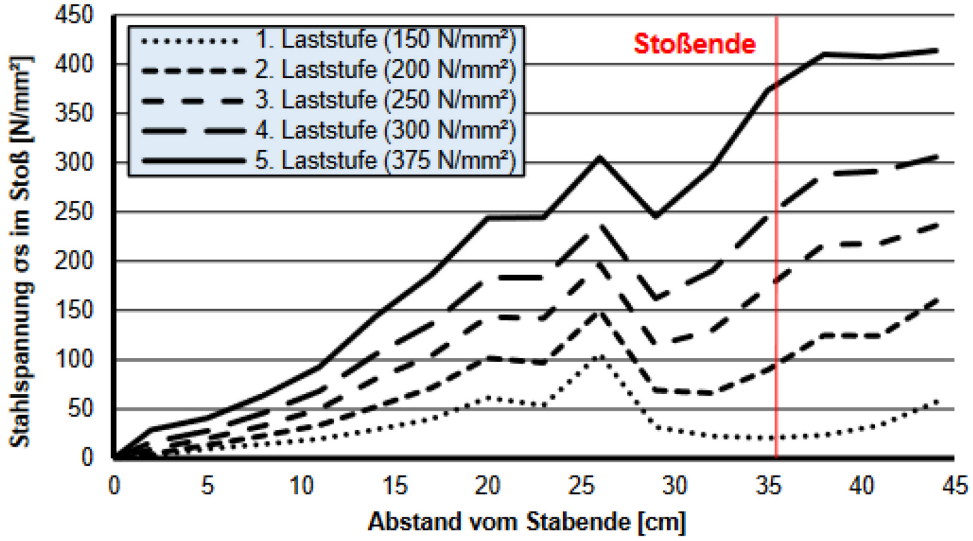


Bild 10-12: Stahlspannungsverlauf im Stoßbereich, B17

10.4.2.2 Rissbildung

Im Allgemeinen konnten bei der frühen Rissbildung keine wesentlichen Unterschiede zum vorhergegangenen Versuch beobachtet werden. Die ersten Risse traten über den Auflagern auf und bei weiterer Laststeigerung entstanden Biegerisse im Bereich zwischen den Auflagerpunkten. Die Abstände der Risse betrugen, ca. 10 - 15 cm. Sie verliefen quer über die Balkenoberseite und an den Seitenflächen bis ca. zur Hälfte des Trägers. Auch in diesem Versuch wurde ein großer Streubereich an Rissbreiten gemessen. In der Mitte des Stoßes waren die Rissbreiten, wie zu erwarten (Doppelte Bewehrungsmenge), gering. Die Rissbreiten im oberen Teil des Streubereichs konnten an den Enden des Stoßes jedoch ebenfalls im Nichtstoßbereich gefunden werden. Den *Bildern 10-13* und *10-14* ist die Verteilung der maßgebenden Rissbreiten zu entnehmen. Die maximalen Rissbreiten liegen auf der Oberseite des Trägers bei ca. 0,6 bis 0,7 mm und an der Trägerseite bei ca. 0,5 mm. Dies sind im Vergleich zu Versuchsträger B16 deutlich größere Rissbreiten auf der Oberseite des Trägers.

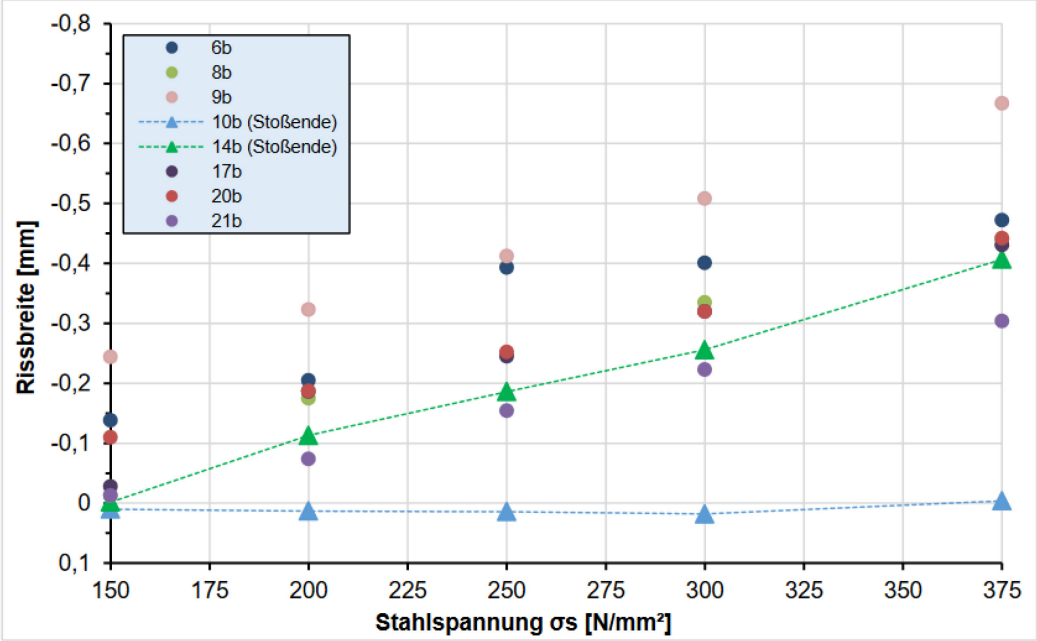


Bild 10-13: Rissbreitenverteilung der maßgebenden Risse auf der Oberseite des Trägers B17

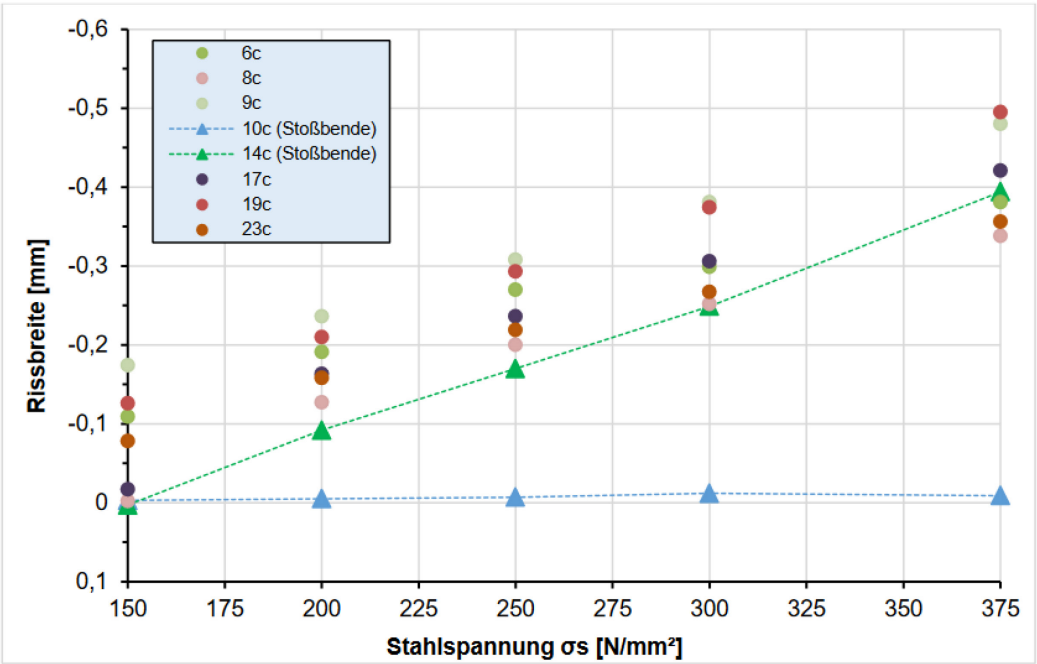


Bild 10-14: Rissbreitenverteilung der maßgebenden Risse in Höhe der Längsbewehrung Träger B17

10.4.3 **Zusammenfassung und Vergleich**

10.4.3.1 Rissbreiten

Die Rissbildung lief bei beiden Versuchskörpern qualitativ sehr ähnlich ab. In *Tabelle 10-5* sind die maximalen Rissbreiten der beiden Versuchsträger in allen Laststufen und allen Messreihen dargestellt. Hier wird deutlich, dass die Rissbreiten des Versuchsträgers B17 deutlich größer sind, als die des Versuchsträgers B16. In den unteren Laststufen sind diese teilweise bis zu 100% größer, auch in den oberen Laststufen sind noch Größenunterschiede von 30% messbar. Die Ausprägung der Rissbildung am Stoßende ist ein Hauptkriterium der *DIN EN 1992-1-1/NA* für eine größere Übergreifungslänge, dies lässt sich hier zumindest bei Versuchsträger B16 nicht nachweisen. Die Bereiche in denen die Rissbreite am Stoßende größer als die außerhalb des Stoßbereiches sind, sind in *Tabelle 10-5* in rot hervorgehoben. Bei Versuchsträger B16 ist dies nur in den höheren Laststufen und in Messreihe C an der Trägerseite der Fall. Bei Betrachtung des Versuchsträger B17 hingegen ist in Messreihe A die Rissbreite am Stoßende zu jeder Laststufe größer als die im Bereich außerhalb des Stoßes. Da gerade in der Reihe B des Trägers B17 eine Umlagerung der maßgebenden Rissbreite vom Messintervall am Stoßende in das angrenzende Messintervall beobachten konnten, wird zusätzlich noch das Maximum aller Reihen am Stoßende mit dem Maximum aller Reihen außerhalb des Stoßes verglichen. Auch hier ist zu beobachten, dass die Rissbreite am Stoßende größer ist als die außerhalb des Stoßes. Allerdings ist anzumerken, dass hier in allen Fällen das Maximum am Stoßende in Reihe A zu finden ist und das Maximum außerhalb des Stoßes in Reihe B, wo die zuvor erwähnte Umlagerung lag. Die kleine Differenz der beiden Maxima könnte also eher irreführend sein, da sie sehr klein erscheint. Der Einfluss der unterschiedlichen Querbewehrung auf die Rissbreitenentwicklung konnte hier nicht eindeutig beurteilt werden. Die Unterschiede der Rissbildung und Rissbreiten haben ihren Ursprung in den unterschiedlichen Versagensarten der beiden Versuchsträger.

Tabelle 10-5: Maximale Rissbreiten der Versuchsträger im Vergleich, Stoßende und außerhalb des Stoßbereiches

Versuchs-träger		σ_s = 150 [N/mm²]		σ_s = 200 [N/mm²]		σ_s = 250 [N/mm²]		σ_s = 300 [N/mm²]		σ_s = 375 [N/mm²]	
		w_{max} Stoßende [mm]	w_{max} außerhalb des Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßende [mm]	w_{max} außerhalb des Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßende [mm]	w_{max} außerhalb des Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßende [mm]	w_{max} außerhalb des Stoßbereich [mm]	w_{max} Stoßende [mm]	w_{max} außerhalb des Stoßbereich [mm]
B16	Reihe A	0,109	0,133	0,163	0,218	0,245	0,291	0,315	0,370	0,462	0,494
	Reihe B	0,082	0,133	0,193	0,289	0,265	0,304	0,347	0,372	0,499	0,509
	Reihe C	0,068	0,088	0,180	0,210	0,248	0,252	**0,335**	0,318	**0,515**	0,439
	Max	0,109	0,133	0,193	0,289	0,265	0,304	0,347	0,372	0,515	0,509
B17	Reihe A	**0,256**	0,125	**0,340**	0,237	**0,421**	0,312	**0,509**	0,427	**0,683**	0,567
	Reihe B	0,002	0,244	0,113	0,323	0,186	0,412	0,256	0,508	0,407	0,667
	Reihe C	0,003	0,174	0,092	0,236	0,170	0,308	0,249	0,381	0,394	0,495
	Max	**0,256**	0,244	**0,340**	0,323	**0,421**	0,412	**0,509**	0,508	**0,683**	0,667

rot = w max,Stoßende > w max außerhalb Stoß

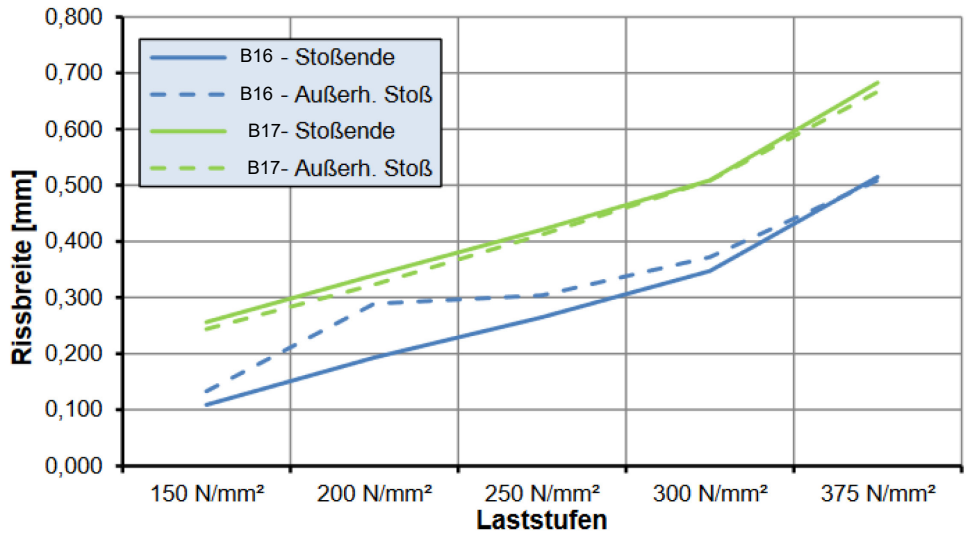


Bild 10-15: Verlauf der maximalen Rissbreiten

10.4.3.2 Traglasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Das Tragverhalten der beiden Versuchsträger war, wie zuvor bereits ausführlich beschrieben, sehr unterschiedlich. Hierzu trugen maßgeblich die unterschiedlichen Querbewehrungen bei. Die geschlossene Bügelbewehrung bei Versuchsträger B17 verhinderte ein typisches Stoßversagen durch Aufklappen oder Abplatzen der vertikalen Betondeckung, ein duktiles Versagen des Trägers konnte jedoch nicht erreicht werden. Bei Versuchsträger B16 kam es zu einem typischen Stoßversagen des Typ B. Das Aufklappen des Stoßes wurde durch die Steckbügel zwar zurückgehalten, konnte jedoch nicht vollständig verhindert werden und führte so auch zum spröden Versagen.

Um die Tragfähigkeit der Versuchsbalken zu beurteilen, wurde auf Grundlage der durch die Prüfkörper ermittelten tatsächlichen Betondruckfestigkeiten und des zur Bruchlast gehörenden Biegemomentes, die zugehörige Stahlspannung im Zustand II unter Bruchlast berechnet. Die so ermittelte Stahlspannung zugh.$\sigma_{su,cal}$ ist die maximal durch den Stoß übertragende Stahlspannung. Der für die Ermittlung der Übergreifungslänge herangezogene Bemessungswert der Streckgrenze. des Betonstahls liegt bei f_{yd} = 435 N/mm². Die Ermittelte Stahlspannung zugh.$\sigma_{su,cal}$ ist somit um 8% (B16) bzw. 18% (B17) größer. Um eine qualifizierte Aussage über die Tragfähigkeit treffen zu können, muss die mindestens zu übermittelnde Stahlspannung σ_{sd} für l_0 ermittelt werden. Bei der vorangehenden Bemessung wurde von einem Beton der Festigkeitsklasse C35/45 ausgegangen, da die Verbundfestigkeit aber direkt von der Druckfestigkeit des Betons abhängt, muss diese an die tatsächlichen Werte aus den Prüfläufen angepasst werden.

Die Tragfähigkeiten auf Mittelwertniveau können der *Tabelle 10-6* entnommen werden. Zum Vergleich sind hier auch die Ergebnisse der Versuchs B2 aufgeführt. Infolge der Anordnung von Steckbügeln ist keine Steigerung der Traglast möglich. Der Modellsicherheitsfaktor von B16 und

B2 ist quasi identisch. Eine Querbewehrung in Form von geschlossenen Bügeln kann zwar die Traglast des Balkens B17 erhöhen. Für ein duktiles Bauteilverhalten, ist die Übergreifungslänge, die auf Grundlage der Mittelwerte der Verbundspannung ermittelt wurde, zu kurz.

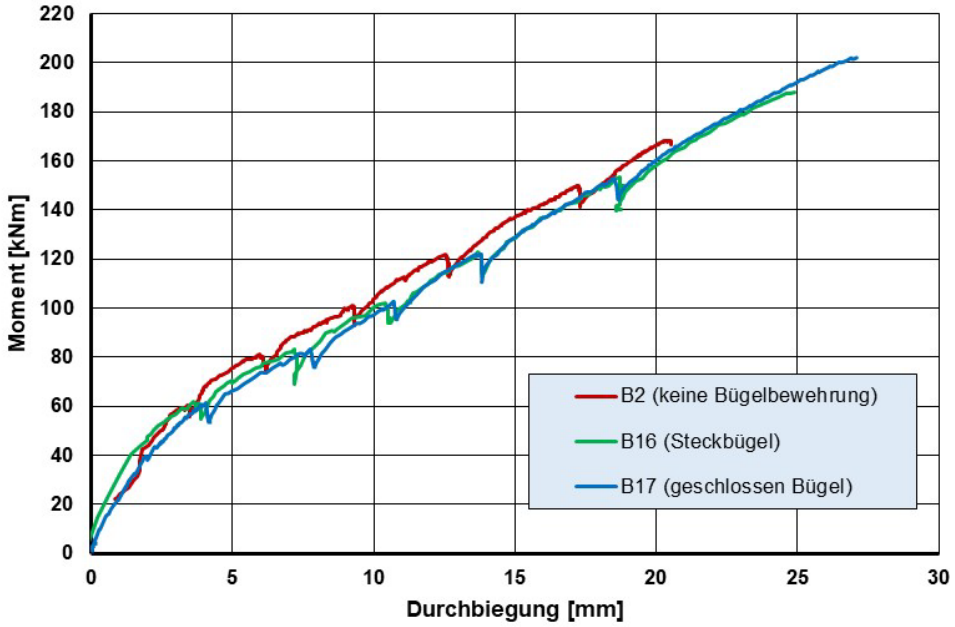


Bild 10-16: Momenten- Durchbiegungsbeziehung Versuchskörper B2, B16 und B17 im direkten Vergleich

Tabelle 10-6: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten auf Mittelwertniveau

Versuchsträger	**B16**	**B17**	**B2**
$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	50,28	46,67	43,63
$f_{cm,cyl} = 0{,}82\ f_{cm,cube}$ [N/mm²]	41,23	38,27	35,78
$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 4$ [N/mm²]	37,23	34,27	31,78
$f_{ctm} = 0{,}30\ f_{ck}^{2/3}$ [N/mm²]	3,45	3,17	3,01
$f_{bm} = 2{,}25\ f_{ctm}$ [N/mm²]	7,53	7,12	6,77
min $\sigma_{su,cal}$ [N/mm²] für l_0 mit f_{bm}	454	430	409
M_u im Versuch [kNm]	187,9	202,1	168,3
zugh $\sigma_{su,test}$ [N/mm²]	478	514	427
$\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$ für l_0 mit f_{bm}	1,05	1,19	1,04

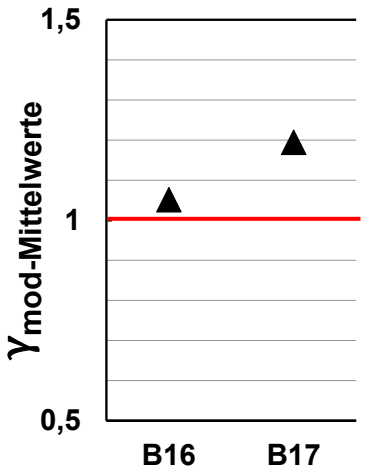


Bild 10-17: Modellsicherheitsfaktor auf Mittelwertniveau $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$

Tabelle 10-7: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten auf charakteristischem Niveau

Versuchsträger	**B16**	**B17**	**B2**
$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	50,28	46,67	43,63
$f_{cm,cyl} = 0{,}82\ f_{cm,cube}$ [N/mm²]	41,23	38,27	35,78
$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 4$ [N/mm²]	37,23	34,27	31,78
$f_{ctm} = 0{,}30\ f_{ck}^{2/3}$ [N/mm²]	3,45	3,17	3,01
$f_{ctk;0,05} = 0{,}7\ f_{ctm}$	2,34	2,22	2,11
$f_{bk} = 2{,}25\ f_{ctk;0,05}$ [N/mm²]	5,27	4,99	4,74
min $\sigma_{su,cal}$ [N/mm²] für l_0 mit f_{bk}	318	301	286
M_u im Versuch [kNm]	187,9	202,1	168,3
zugh $\sigma_{su,test}$ [N/mm²]	478	514	427
$\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$ für l_0 mit f_{bb}	1,50	1,70	1,49

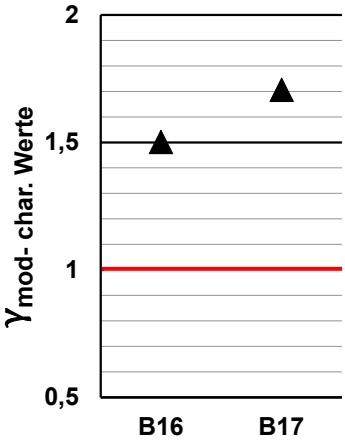


Bild 10-18: Modellsicherheitsfaktor auf charakteristischem Niveau $\gamma_{mod} = \sigma_{su,test} / \sigma_{su,cal}$

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

Bild 10-17).Auf charakteristischem Niveau kann für die Stöße eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden *(vgl. Tabelle 10-7 und Bild 10-18*).

10.5 Zusammenfassung und Wertung

Es wurden 2 Versuche mit verbügelten Stößen durchgeführt, wobei der Versuch B2 ohne Verbügelung als Referenzversuch diente (*vgl. Kap. 5*). Beim Versuch B16 wurde die Verbügelung mit Steckbügle und beim Versuch B17 mit geschlossenen Bügeln ausgeführt. Die Momenten-Durchbiegungs-Kurven mit der maximalen Tragfähigkeit gehen aus Bild 10-16 hervor.

Bei der Versuchsauswertung sind die unterschiedlichen Betonfestigkeiten bei der rechnerischen Ermittlung der Stoßtragfähigkeiten zu beachten (*vgl. Tabelle 10-6*). Als Ergebnis folgt daraus, dass die Variante mit Steckbügeln beim Versuch B16 keine Verbesserung im Tragverhalten und keine Steigerung der Tragfähigkeit zur Folge hatte. (B2: γ_{mod}=1,04; B16:= γ_{mod}=1,05).

Beim Versuch B17 mit geschlossenen Bügeln betrug die Traglaststeigerung dagegen 1,19/1,04=1,14=14%.

11 Nummerische Simulation von Zugstößen

11.1 Zweck der Untersuchungen

Zur Untersuchung des Einflusses von Parametern, die im Rahmen der Versuche nicht variiert werden konnten, werden zusätzlich Simulationsberechnungen mit der Methode der Finiten Elemente an dreidimensionalen Modellen durchgeführt, um Tendenzen bezüglich des Tragverhaltens und der Stoßtragfähigkeit aufzuzeigen und um ein besseres Verständnis für die Tragmechanismen der inneren Kräfte zu gewinnen.

11.2 Modelierung der Versuchsträger

Die numerische Simulation erfolgt mit dem FE-Programmsystem ATENA 3D, um das Verhalten der Übergreifungsstöße unter Laststeigerung durch die räumliche Abbildung der Spannungszustände sowie der Tragwirkungen möglichst realitätsnah numerisch abzubilden.

Die Validierung des nichtlinearen FE-Modells erfolgte durch die Nachrechnung von Versuchen.

11.2.1 **Materialmodelle**

11.2.1.1 Beton

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

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

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

11.2.1.2 Betonstahl

Für die Eingabe des Materialmodells für die Bewehrung kann in ATENA zwischen einem elastischen, elastisch-plastischen und versteifenden oder multilinearen Materialgesetz gewählt werden. Für die hier durchgeführten nichtlinearen Berechnungen wurde der Betonstahl auf Grundlage der experimentell bestimmten Kennwerte mit einer elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert.

11.2.1.3 Verbund

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

Von einer sehr detaillierten Modellierungen in Anlehnung an die Berechnungen in *DAfStb 301* mit konkreter Erfassung der Rippengeometrie und in Abhängigkeit von der Druckbeanspruchung gestaffelten Elementsteifigkeit wird aufgrund der erheblichen Anzahl der finiten Elemente und dem daraus resultierenden hohen Rechenaufwand Abstand genommen. Dementsprechend werden, die von ATENA vorgegebenen idealisierten, nichtlinearen Verbundgesetze nach *Model Code 1990* für die Kontakt- bzw. Verbundelemente zwischen Stahloberfläche und Betonumhüllung adaptiert. Dies entspricht auch der Herangehensweise von *Lettow 2006* und *Burkhardt 2000*.

Für den Betonstahl wird nachfolgend zunächst das in *Bild 11-1* dargestellte Verbundgesetz, bei dem die maximale Verbundspannung durch Sprengrissversagen begrenzt wird, auf seine Eignung hin untersucht.

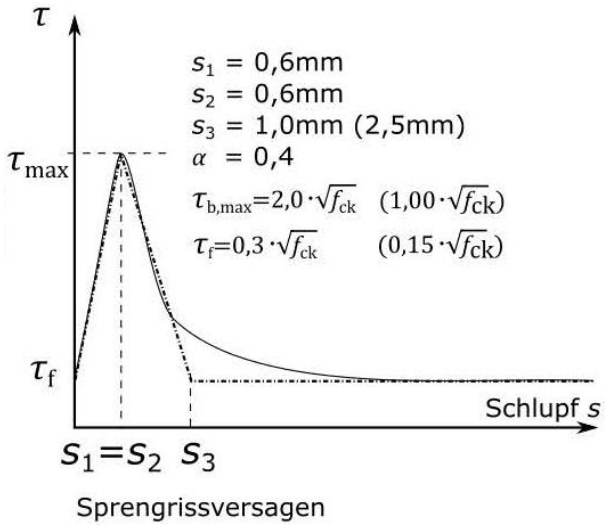


Bild 11-1: Verbundgesetz bei Sprengrissversagen nach Model Code1990

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

$$\tau_{max} = 2{,}0 \cdot \sqrt{f_{ck}} \qquad (10.1)$$

Die Reibverbundspannung τ_f ergibt sich zu:

$$\tau_f = 0{,}3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \qquad (10.2)$$

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

11.2.2 **Lösungsverfahren**

Neben den im Programm zur Verfügung gestellten Materialmodellen spielen bei nichtlinearen Finite Elemente Berechnungen auch die verwendeten Lösungsverfahren für die nichtlinearen Gleichungssysteme eine wesentliche Rolle. Zwei übliche Lösungsverfahren sind in ATENA implementiert, das Newton-Raphson Verfahren und die Bogenlängen-Methode. Das Prinzip der beiden Lösungsverfahren ist in *Bild 11-2* dargestellt.

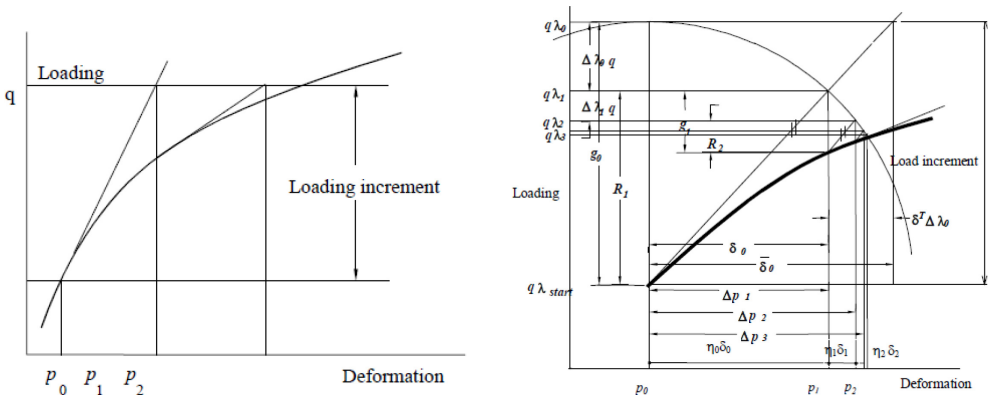


Bild 11-2: Newton-Raphson Lösungsverfahren (links) und Bogenlängen-Methode (rechts)

Dem Anwender stehen zusätzlich weitere Einstellungsmöglichkeiten zu Verfügung:

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

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

Simulation des Nachbruchverhaltens wird die Bogenlängen-Methode empfohlen. Bei den hier durchgeführten Simulation wurde das Newton-Raphson Verfahren verwendet.

11.2.3 **Strukturmodell**

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

Die globale Elementgröße des FE-Netzes (maximale Seitenlänge) beträgt 0,05m. Die Eingabe der Lasteinleitungs- und Lagerplatten erfolgt über Makroelemente. Diese Makroelemente werden anschließend mit einem automatischen Netzgenerierer vernetzt. Das generierte FE-Netz ist für den halben Versuchsträger in *Bild 11-3* dargestellt.

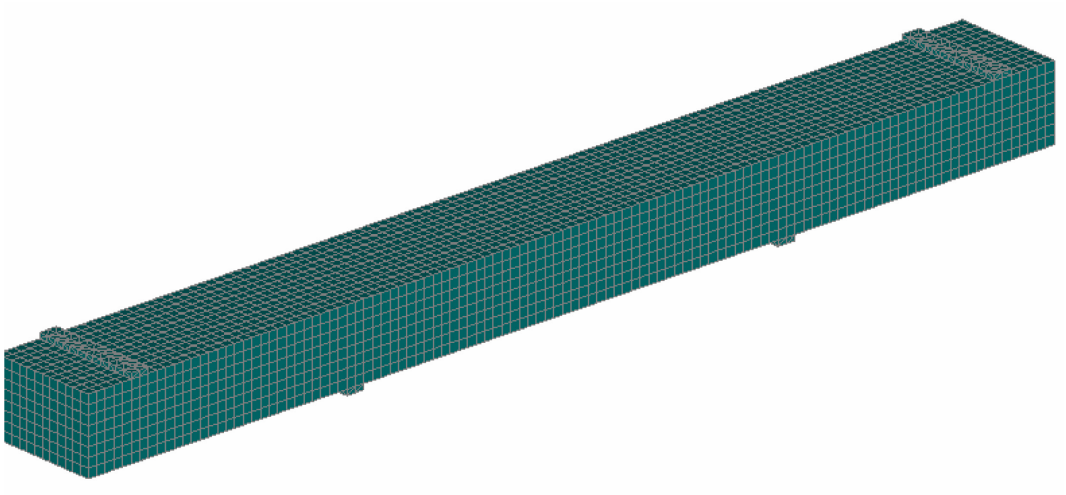


Bild 11-3: Darstellung des verwendeten FE-Netzes für die Simulationen des Versuchsträgers

11.3 Validierung des FE Modells durch Versuchsnachrechnungen

11.3.1 **Modellierung des Betons**

Die Validierung erfolgt durch Nachrechnung der Versuche B1, B2 und B10.

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

Die Materialparameter werden entsprechend der gemessenen Betonfestigkeiten der Versuchsbalken angesetzt.

Die am Versuchstag gemessene Betondruckfestigkeit an Würfeln, die unter gleichen Bedingungen erhärtet sind wie die Versuchsbalken, wurde auf die einachsiale Betonzylinderdruckfestigkeit mit folgender Formel nach *DAfStb Heft 597* umgerechnet:

$$f_{1c,cu} = 0{,}81 \cdot f_{c,cu} \qquad (10.3)$$

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

$$f_{1c,ct} = 0{,}9 \cdot f_{ct,sp} \qquad (10.4)$$

Die in der Simulation verwendeten Materialparameter für die Versuchsnachrechnung B2 sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst. Dabei werden alle Materialeigenschaften von der an den Probekörpern gemessenen mittleren Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ = 43,63 MN/m² (*vgl. 5.2.1.2*) abgeleitet.

Tabelle 11-1: Materialeigenschaften des Betons

Einaxiale Druckfestigkeit	$f_{cm,cube}$ (Messwert)	43,63	MN/m²
E-Modul	E_{cm} ($E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm,cyl}/10)^{0,3}$	32240	MN/m²
Mittlere Betonzugfestigkeit	f_{ctm} ($f_{ctm} = 0{,}3(_{fcm,cyl} -4)^{2/3}$	3,01	MN/m²
Bruchenergie G_f	G_f ($G_f = G_{f0} \cdot (f_{cm}/10)^{0,7}$[*MC1990*]	8,413*10^{-5}	MN/m
Plastische Stauchung bei f_{cm}	ε_{cp}	-1,195	‰
Querdehnzahl	µ (vom Programm übernommen)	0,20	[-]
Spezifische Wichte	(vom Programm übernommen)	23,00	kN/m³

11.3.2 **Modellierung des Betonstahls**

Für die Simulation wurde der Betonstahl für Längs- und Bügelbewehrung mit einer idealisierten bilinearen elastisch-plastischen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung modelliert. Die Betonstahlbewehrung wurde mit diskreten eingebetteten Bewehrungsstäben modelliert (vgl. *Bild 11-4*).

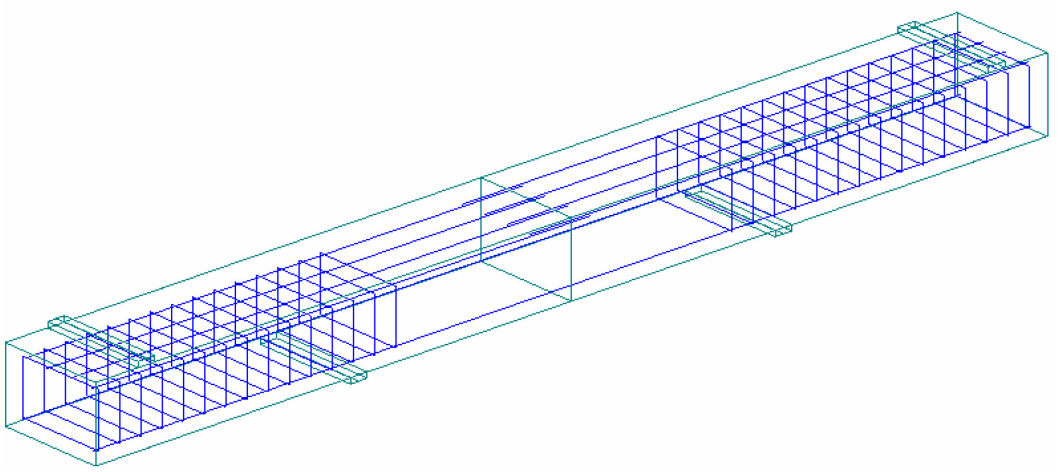


Bild 11-4: Darstellung der diskreten Bewehrungsstäbe im Beton (B2)

Folgende gemessene Materialparameter wurden für die Modellierung des Betonstahls verwendet.

Tabelle 11-2: Materialkennwerte des Betonstahls (Messwerte)

Ø [mm]	f_{sy} [N/mm²]	f_t [N/mm²]	ε_t [‰]	E-Modul [N/mm²]
20	527,8	649,1	100	211545

11.3.3 **Verbundeigenschaften**

Die Verbundeigenschaften werden über eine Verbundspannungs-Schlupfbeziehung, die den Stabeigenschaften der Bewehrung zugeordnet wird, in die Simulationsbrechung implementiert. Die in der Simulation verwendete Verbundspannungs-Schlupfbeziehung wird in Anlehnung an die eigenen Verbundversuche (*vgl. Kap.4*) angesetzt (*vgl. Bild 11-6; Tabelle 11-3*). Vorangehende Simulationsrechnungen auf Grundlage der Verbundeigenschaften nach *Model Code 1990*, lieferten keine konsistenten Ergebnisse. Der Unterschied zwischen der im Verbundversuch ermittelten Verbundspanungs-Schlupfbeziehung und dem Verbundgesetz nach *Model Code 1990* ist in den *Bildern 11-6 und 11-7* deutlich erkennbar.

Für die Implementierung in die Simulationsberechnung wurde die normierte Verbundspannungs-Schlupfbeziehung des Versuchs BEc40a mit der im Realversuch B2 gemessenen Betonzugfestigkeit von 3,01 N/mm² multipliziert und linear angepasst (*vgl. Bild 11-7 und Tabelle 11-3*).

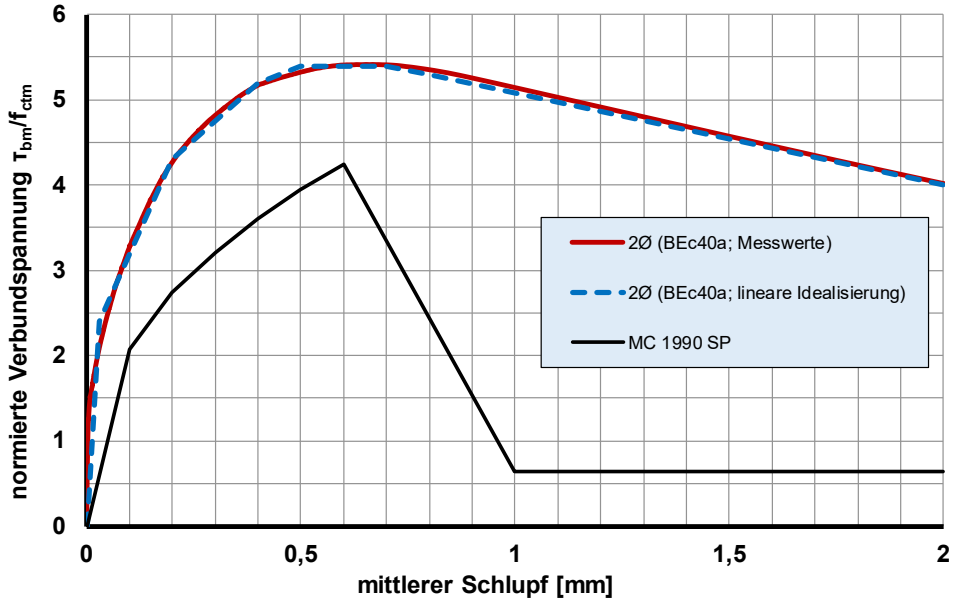


Bild 11-5: Vergleich zwischen den normierte Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen nach *Model Code 1990* (Spaltversagen) und den eigenen gemessen Werten/lineare Idealisierung BEc40a [Betondeckung 40 mm] (*vgl. Kap. 4*)

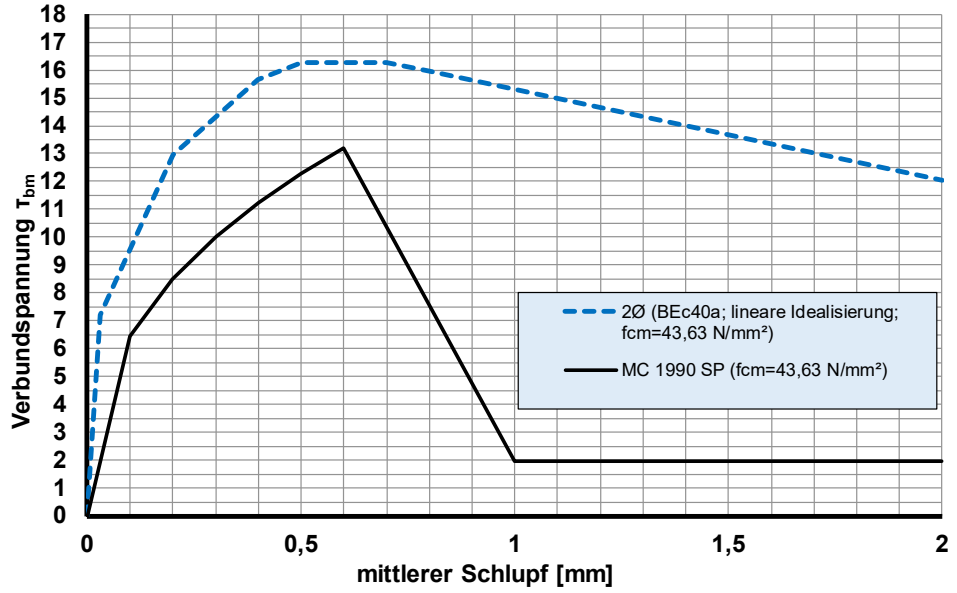


Bild 11-6: Vergleich zwischen den Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen für eine mittlere Betonfestigkeit von 43,63 N/mm² nach MC 1990 und eine lineare Idealisierung (f_{cm} =43,63 N/mm²) in Anlehnung an die eigene Versuchsreihe

Tabelle 11-3: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Simulationsberechnung

Schlupf [mm]	0,03	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	2
Verbund-Spannung τ_{bm} [N/mm²]	7,22	12,94	15,65	16,25	16,25	16,25	15,95	12,04

11.3.4 Aufbringung der Belastung

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

11.3.5 Ergebnisse der Nachrechnung von Versuch B2

Last-Verformungs-Kurve und Traglast

Die Last-Verformungs-Kurve aus der ATENA Simulation werden der Last-Verformungs-Kurve aus dem realen Versuch in *Bild 11-7* gegenübergestellt.

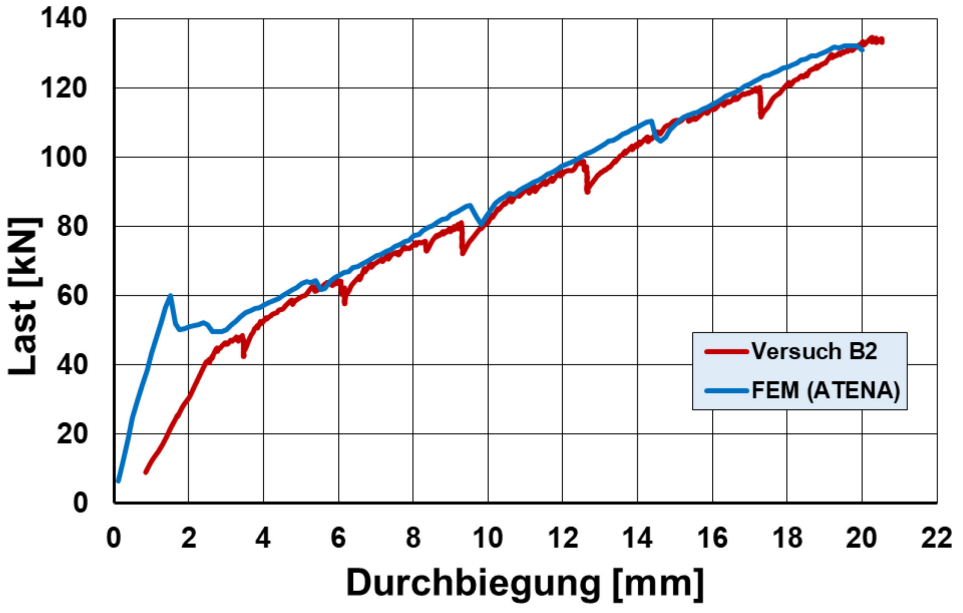


Bild 11-7: Versuch B2 - Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation (Verformung am Kragarm)

Hier ist zu erkennen, dass in der Simulation bei einer Pressenkraft von ca. 55 kN der Übergang im gerissenen Zustand II startet. Bei einer Last von 132 kN und einer Verformung am Kragarm von 20,0 mm ist die Tragfähigkeit in der Simulation erreicht und die Last kann nicht mehr gesteigert werden. Die Bruchlast im Realversuch betrug 135 kN. Dabei konnte am Kragarm eine Verformung von 20,6 mm (WA4) gemessen werden. Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation eine Unterschätzung der Traglast von lediglich 3%. Eine derartig gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Simulation ist nur möglich, weil die Zugfestigkeit des Betons sowie die Verbundspannungs-Schlupf Beziehung relativ genau bekannt sind.

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation stellt sich wie im Realversuch ein Verbundversagen ein. *Bild 11-8* zeigt den Verlauf der rechnerischen Stahlspannungen in der Längsbewehrung im Stoßbereich kurz vor dem Versagen. Der Bewehrungsstahl erreicht an den Stoßenden eine maximale Spannung von 388 N/mm². Ein Biegeversagen kann somit auch aufgrund einer maximalen Betondruckspannung von 20 N/mm² ausgeschlossen werden. In *Bild 11-9* ist der Vergleich der Stahlspannungsverläufe der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch) zwischen FEM und Realversuch dargestellt. Im Realversuch betrug die maximale gemessen Spannung 441 N/mm². Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation, basierend auf einem Modell mit verschmierter Rissbildung, eine Unterschätzung der Stahlspannung von 12%. Es ist jedoch erkennbar, dass der Stahlspannungsverlauf in der Simulation kein ausgeprägtes Spannungsplateau ausbildet, wie dies im Realversuch der Fall war. Eine Integration der Spannungsverläufe ergibt jedoch eine nahezu identische Summe der Kräfte.

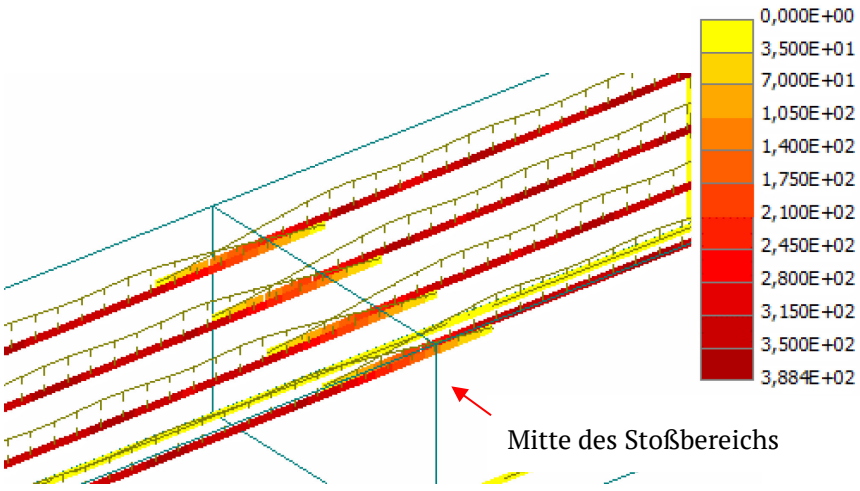


Bild 11-8: Versuch B2 - Stahlspannung der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch)

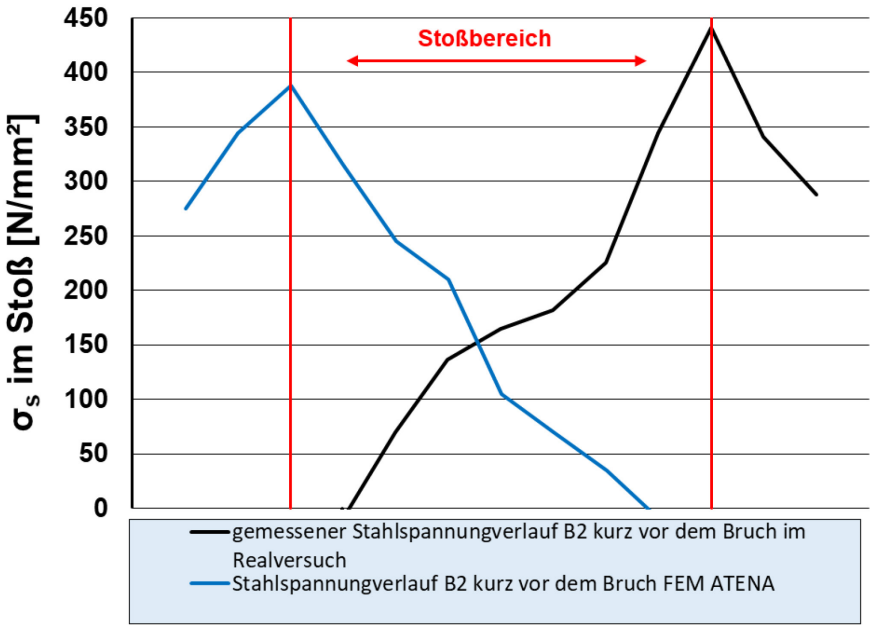


Bild 11-9: Vergleich der Stahlspannungsverläufe der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch) zwischen FEM und Realversuch B2

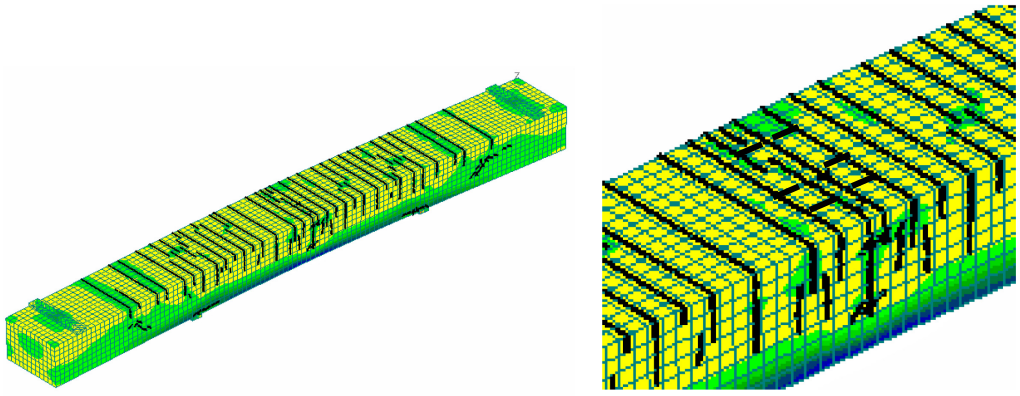


Bild 11-10: Versuch B2 – Simulation mit verschmierter Rissbildung (kurz vor dem Bruch); Rissbreiten ⩾ 0,1 mm

Die Simulationsberechnung des Versuchs B2 liefert eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten. Zur weiteren Validierung des nummerischen Modells werden die Versuche B1 und B10 nachgerechnet. Die Ergebnisse werden nachfolgend aufgezeigt.

11.3.6 Ergebnisse der Nachrechnung von Versuch B1

Der Vergleich der Last-Verformungs-Kurven als integrale Größe ist in *Bild 11-12* dargestellt. Sowohl die Steifigkeit im Zustand I und II als auch die Versagenslast werden in ausreichend guter Übereinstimmung abgebildet.

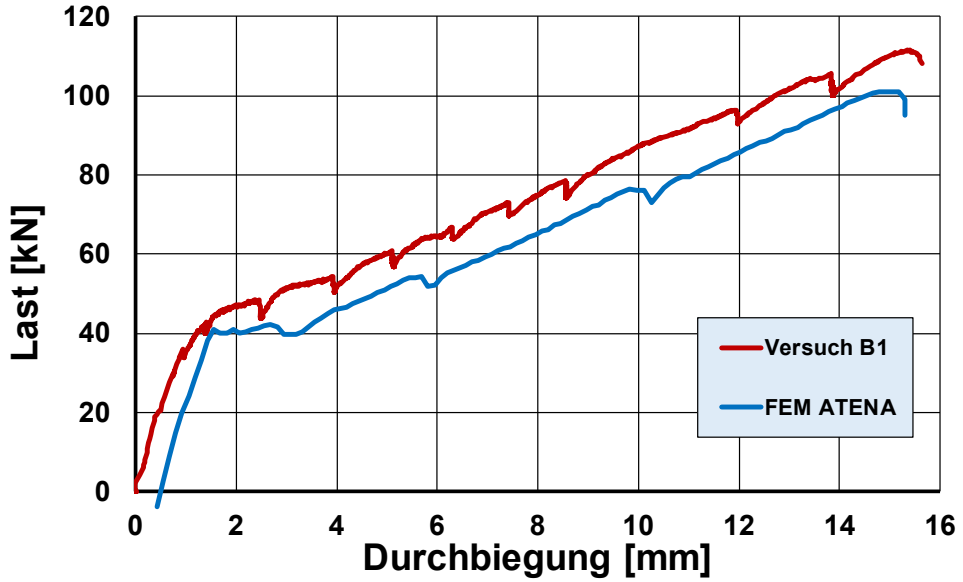


Bild 11-11: Versuch B1 - Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation (Verformung am Kragarm)

Die Stahlspannungsverläuft im Stoßbereich sind in *Bild 11-13* enthalten. Die Verläufe der gemessenen Stahlspannungen sind immer mit beeinflusst von der zufälligen Lage der DMS zu den Rissen. Dagegen verlaufen die simulierten Kurven eher glatt.

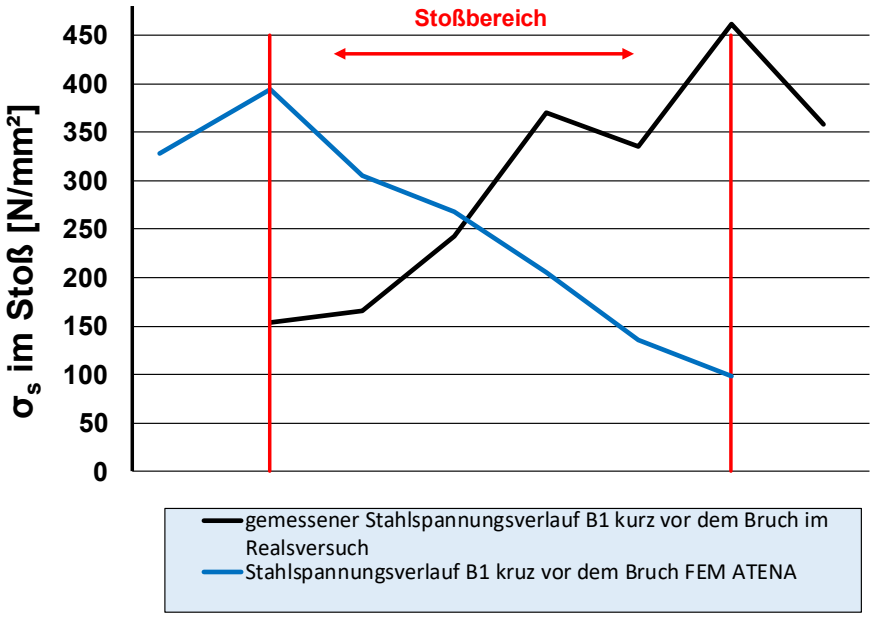


Bild 11-12: Vergleich der Stahlspannungsverläufe der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch) zwischen FEM und Realversuch B1

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation stellt sich wie im Realversuch ein Verbundversagen ein. In *Bild 11-13* ist der Vergleich der Stahlspannungsverläufe der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch) zwischen FEM und Realversuch dargestellt. Der Bewehrungsstahl erreicht an den Stoßenden eine maximale Spannung von 394 N/mm². Ein Biegeversagen kann somit auch aufgrund einer maximalen Betondruckspannung von 20 N/mm² ausgeschlossen werden. Im Realversuch betrug die maximale gemessen Spannung 461 N/mm². Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation, basierend auf einem Modell mit verschmierter Rissbildung, eine Unterschätzung der Stahlspannung von 14,5%. Es ist jedoch erkennbar, dass der Stahlspannungsverlauf in der Simulation kein ausgeprägtes Spannungsplateau ausbildet, wie dies im Realversuch der Fall war. Eine Integration der Spannungsverläufe ergibt jedoch eine nahezu identische Summe der Kräfte.

11.3.7 Ergebnisse der Nachrechnung von Versuch B10

Der Vergleich der Last-Verformungs-Kurven ist in *Bild 11-14* dargestellt. Sowohl die Steifigkeit im Zustand I und II als auch die Versagenslast werden auch für die Nachrechnung des Balkens B10 in ausreichend guter Übereinstimmung abgebildet (*vgl. Tabelle 11-4*)

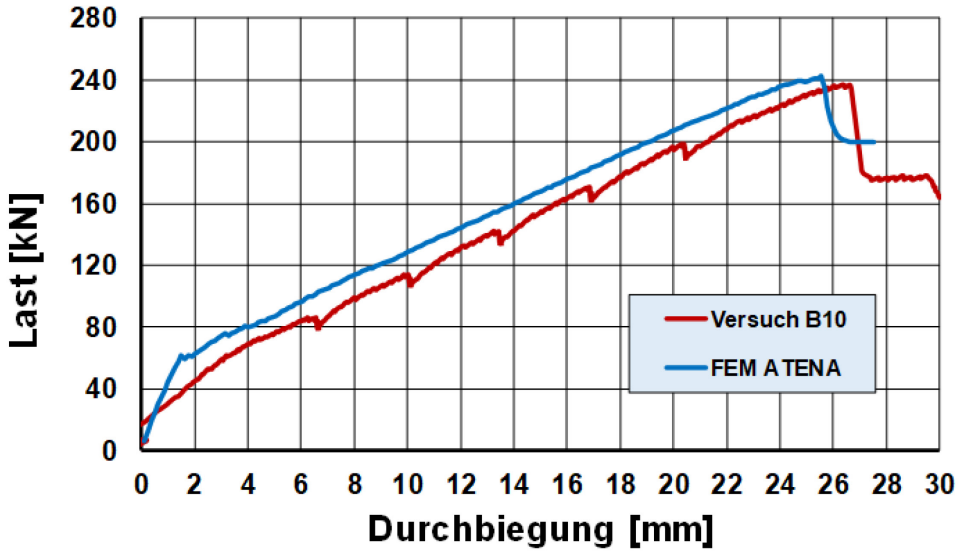


Bild 11-13: Versuch B10 - Last-Verformungs-Kurven aus Versuch und ATENA Simulation (Verformung am Kragarm)

Versagensmechanismus

In der ATENA Simulation stellt sich wie im Realversuch ein Verbundversagen ein. *Bild 11-15* zeigt den Verlauf der rechnerischen Stahlspannungen in der Längsbewehrung im Stoßbereich kurz vor dem Versagen. Der Bewehrungsstahl erreicht an den Stoßenden eine maximale Spannung von 361 N/mm². Ein Biegeversagen kann somit auch aufgrund einer maximalen Betondruckspannung von 20 N/mm² ausgeschlossen werden. In *Bild 11-16* ist der Vergleich der Stahlspannungsverläufe der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch) zwischen FEM und Realversuch dargestellt. Im Realversuch betrug die maximale gemessen Spannung 416 N/mm². Im Vergleich zum Versuch ergibt die Finite-Elemente Simulation, basierend auf einem Modell mit verschmierter Rissbildung, eine Unterschätzung der Stahlspannung von 13%.

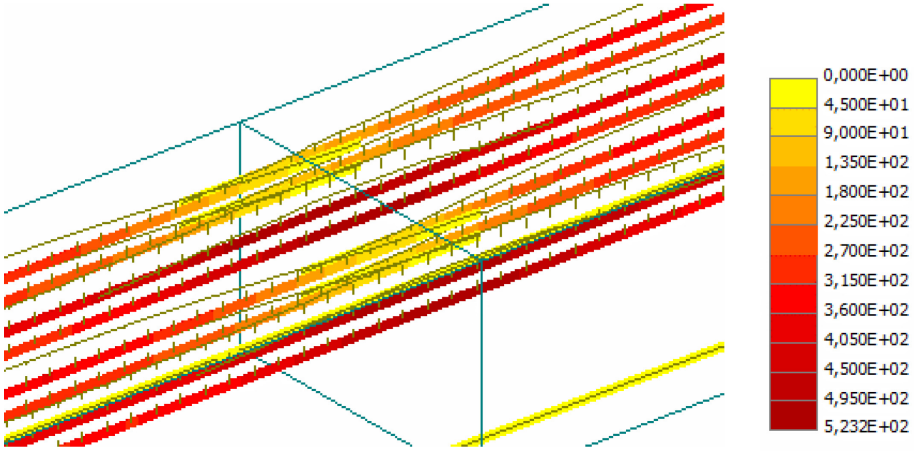


Bild 11-14: Versuch B10 - Stahlspannung der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch)

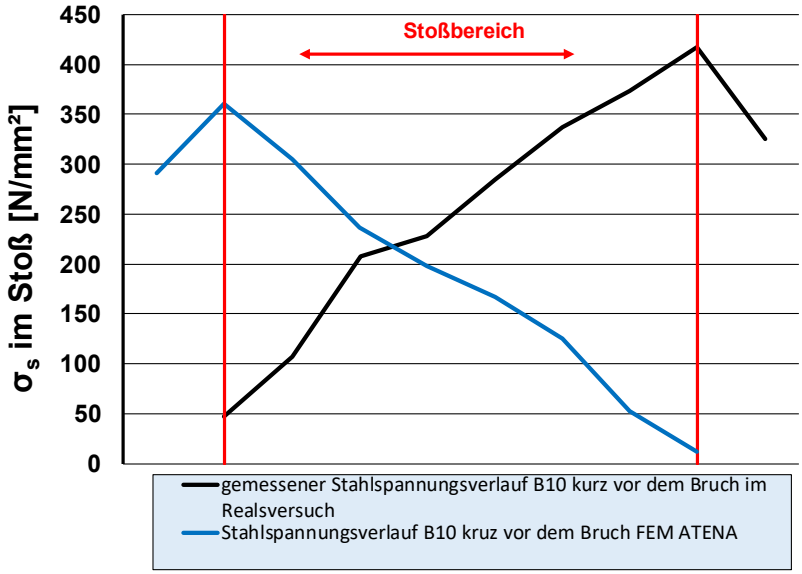


Bild 11-15: Vergleich der Stahlspannungsverläufe der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch) zwischen FEM und Realversuch B10

11.3.8 **Zusammenfassung der Ergebnisse des Validierungsberechnungen**

In *Tabelle 11-4* sind die Ergebnisse der Validierungsberechnungen dargestellt. Das nummerische Modell liefert für alle drei durchgeführten Validierungsberechnungen gute Übereinstimmungen bei den Bruchlasten, den zugehörigen maximalen Durchbiegungen und den Verläufen der maximalen Stahlspannungen in den Stoßbereichen.

Tabelle 11-4: Zusammenfassung der Ergebnisse der Validierungsversuche

	Bruchlast [kN]	**max Durchbiegung am Kragarm [mm]**	**max σ_s [N/mm²]**
B2 real	135	20,6	441
B2 ATENA	132	20	388
Abweichung [%]	2,22	2,91	12,02
B1 real	111	15,4	461
B1 ATENA	101	15,2	394
Abweichung [%]	9,01	1,30	14,53
B10 real	234	26,7	416
B10 ATENA	243	25,6	361
Abweichung [%]	3,85	4,12	13,22

Auf Grundlage dieses kalibrierten Rechenmodells wird im Folgenden eine Parameterstudie durchgeführt.

11.4 Parametervariation

11.4.1 **Variation der Betonzugfestigkeit**

Nachfolgend erfolgt eine Variation der Betonzugfestigkeit. Dafür wird für das Rechenmodell PV1 eine mittlere Betonzugfestigkeit von 4,10 N/mm² und für das Rechenmodell PV2 eine mittlere Betonzugfestigkeit von 2,20 N/mm² angesetzt. Die Ergebnisse werden mit denen des Realversuchs B2 als Referenzversuch verglichen. Diesem lag eine gemessene Betonzugfestigkeit von 3,01 N/mm² zugrunde. Die Stoßlänge wird trotz Variation der Betonzugfestigkeit konstant auf 35,1 cm (entspricht Realversuch B2) gehalten (*vgl. Tabelle 11-5*).

Tabelle 11-5: Übersicht der Parametervariation [*kursiv]*

Ver-such	$Ø_s$ [mm]	c_l[1)] [mm]	α_2	α_6	l_0 [cm]	Stoßan-teil	lichter Stababstand	f_{ctm} [MN/m²]	f_{bm} [MN/m²]
B2	20	50	0,775	1,5	35,1	100%	a = 16 cm ⩾ 8Øs	3,01[1)]	6,77[1)]
PV1	20	50	0,775	1,5	35,1	100%	a = 16 cm ⩾ 8Øs	***4,10***[2)]	***9,23***[2)]
PV2	20	50	0,775	1,5	35,1	100%	a = 16 cm ⩾ 8Øs	***2,20***[2)]	***4,95***[2)]

[1)] Messwert aus dem Realversuch [2)] Festigkeitswerte nach *DIN EN 1992-1-1*

Die Verbundeigenschaften werden analog zur Validierung aus den eigenen Versuchen (*vgl. Kap. 4*) herangezogen. *Bild 11-17*zeigt die verwendeten Verbund-Schlupfbeziehung für eine mittlere Betonzugfestigkeit von 2,20 N/mm² (rot) und 4,10 N/mm² (blau).

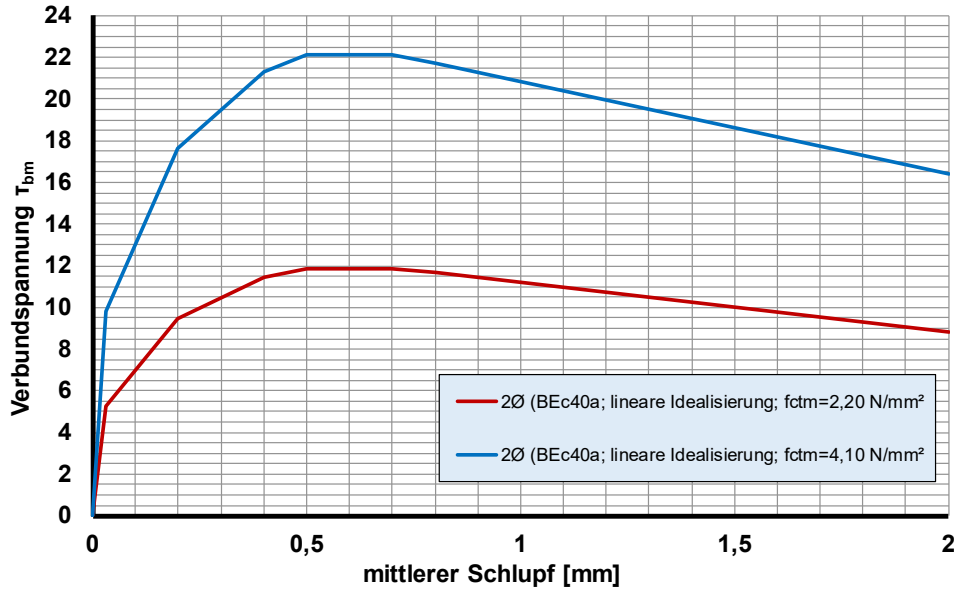


Bild 11-16: Verwendete Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen für die Parametervariation „Variation der Betondruckfestigkeit"; lineare Idealisierung in Anlehnung an die eigene Versuchsreihe

Sowohl beim PV1 als auch beim PV2 erfolgte ein Verbundversagen im Stoßbereich. Es deutlich zu erkennen, dass die Tragfähigkeit des Zugstoßes mit zunehmender Betonzugfestigkeit größer wird (*vgl. Bild 11-18*). Der Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Tragfähigkeit des Stoßes ist signifikant (*vgl. Tabelle 11-6*).

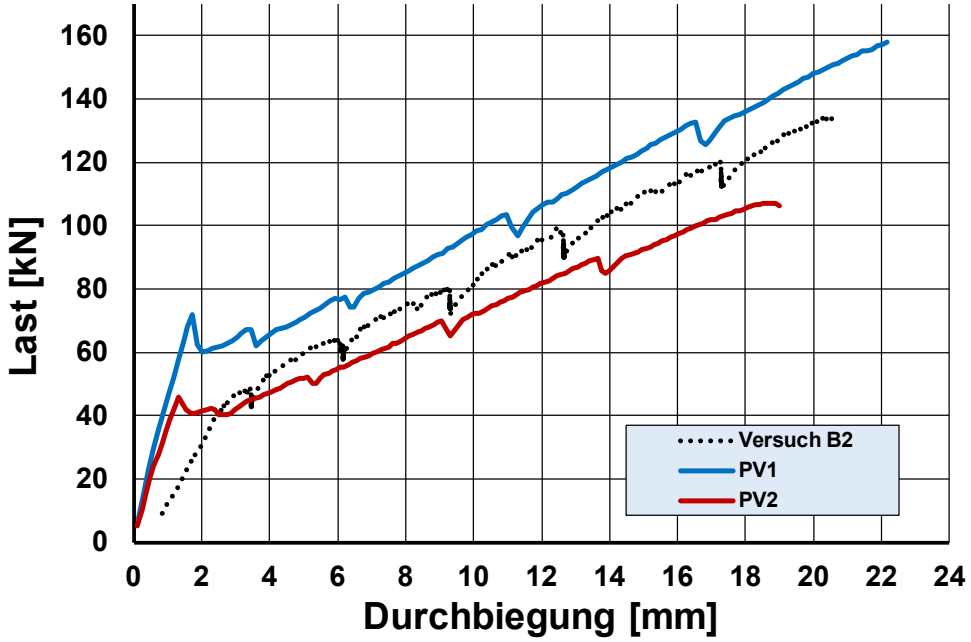


Bild 11-17: Last-Verformungs-Kurven aus Realversuch B2 und ATENA Simulation PV1 und P2 (Verformung am Kragarm)

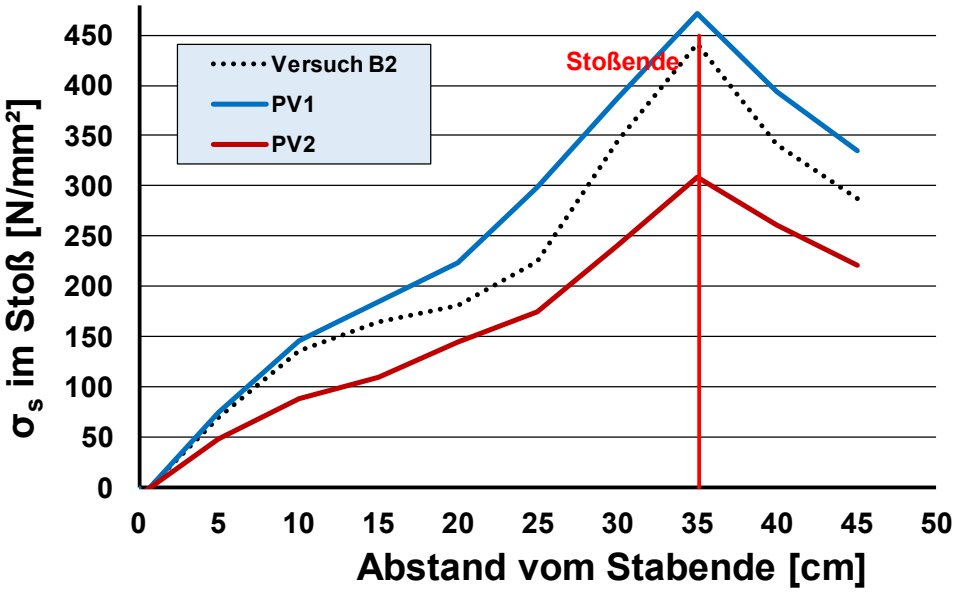


Bild 11-18: Vergleich der Stahlspannungsverläufe der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch) zwischen PV1, PV2 und Realversuch B2

Die Erhöhung der Zugfestigkeit f_{ctm} von 3,01 N/mm² auf 4,10 N/mm² (Anstieg um 36%) führte zu einer Traglaststeigerung von 18%. Die Reduktion von 3,01 N/mm² auf 2,2 N/mm² (Abfall um 27%) führte hingegen zu einer Minderung der Traglast um sogar 21%. Dieser Umstand deckt sich mit den Untersuchungen von *Ferguson 1969* und *1971*, *Hölzenbein 1974* und *Tepfers 1973* wonach

die Stoßtragkraft mit etwa $f_{ck}^{½}$ zunimmt. Nach *DAfStb 301* ist das geringere Anwachsen der Stoßtraglast auf die größere Sprödigkeit höherfester Betone zurückzuführen.

Tabelle 11-6: Zusammenfassung der Ergebnisse

	Bruchlast	**Verhältnis der Zugfestigkeit f_{ctm}**	**max Durchbiegung am Kragarm [mm]**	**max σ_s [N/mm²]**
B2 real	135 kN/100%	3,01/3,01=1	20,6	441/100%
PV1	159 kN/118%	4,10/3,01=1,36	23,2	472/107%
PV2	107 kN/79%	2,2/3,01=0,73	19,4	309/70%

11.4.2 **Variation der Betondeckung**

Weiterhin erfolgt eine Variation der Betondeckung. Dafür wird für die das Rechenmodell PV3 die eine Betondeckung von 20 mm (1Øs) und für das Rechenmodell PV4 eine Betondeckung von 80 mm (4Øs) angesetzt. Die Ergebnisse werden mit denen des Realversuchs B2 verglichen. Diesem wurde mit einer Betondeckung von 50 mm ausgeführt. Für beide Variationsrechnungen wird eine mittlere Betonzugfestigkeit von 3,01 N/mm² (entspricht Realversuch B2) implementiert. Die Stoßlänge wird trotz Variation der Betondeckung konstant auf 35,1 cm (entspricht Realversuch B2) gehalten (*vgl. Tabelle 11-7*).

Tabelle 11-7: Übersicht der Parametervariation [*kursiv]*

Versuch	**$Ø_s$ [mm]**	**c_l[1)] [mm]**	**α_2**	**α_6**	**l_0 [cm]**	**Stoßanteil**	**lichter Stababstand**	**f_{ctm} [MN/m²]**	**f_{bm} [MN/m²]**
B2	20	***50***	0,775	1,5	35,1	100%	a = 16 cm ⩾ 8Øs	3,01[1)]	6,77[1)]
PV3	20	***20***	0,775	1,5	35,1	100%	a = 16 cm ⩾ 8Øs	3,01[1)]	6,77[1)]
PV4	20	***80***	0,775	1,5	35,1	100%	a = 16 cm ⩾ 8Øs	3,01[1)]	6,77[1)]

[1)] Messwert aus dem Realversuch

Die Verbundeigenschaften werden analog zur Validierung aus denen eigenen Versuchen (*vgl. Kap. 4*) herangezogen. Bild 10-20 zeigt die verwendeten Verbund-Schlupfbeziehung.

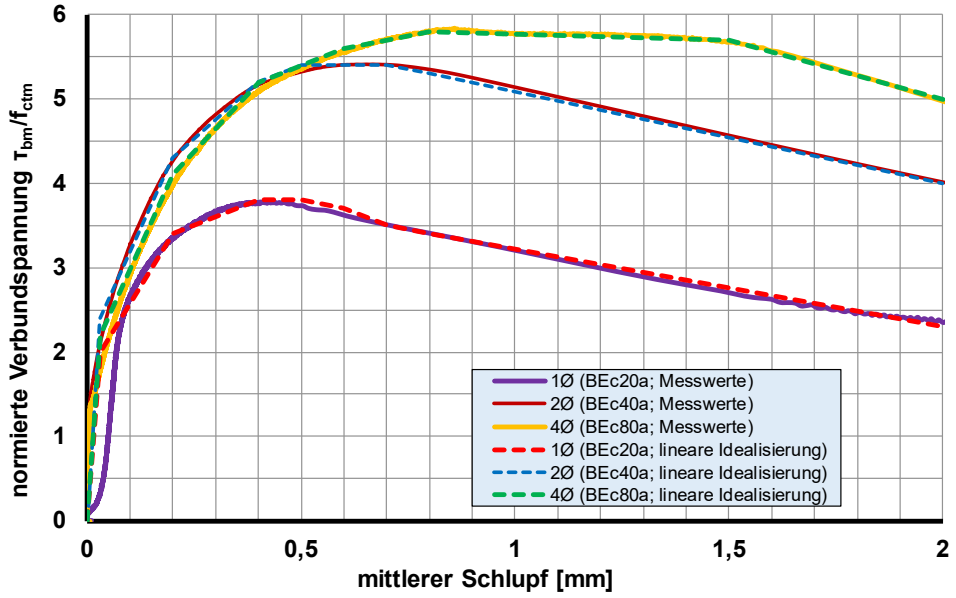


Bild 11-19: Normierte Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen der eigenen gemessen Werten (*vgl. Kap.4*) und zugehörige lineare Anpassung

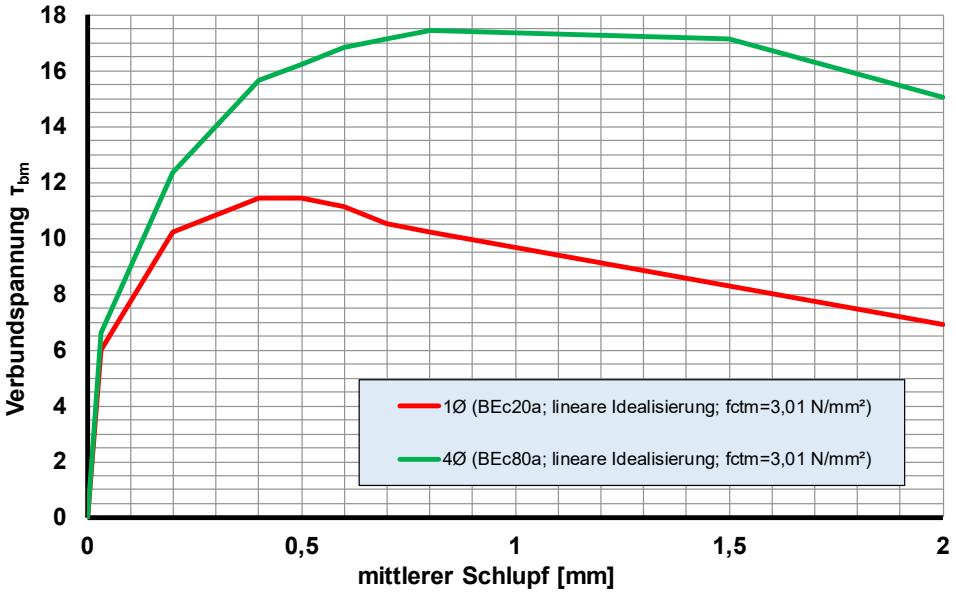


Bild 11-20: Verwendete Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen für die Parametervariation „Variation der Betondeckung“; lineare Idealisierung in Anlehnung an die eigene Versuchsreihe

Sowohl beim PV3 als auch beim PV4 erfolgte ein Verbundversagen im Stoßbereich. Es ist auch hier deutlich zu erkennen, dass die Tragfähigkeit des Zugstoßes mit zunehmender Betondeckung größer wird (*vgl. Bild 11-22*). Der Einfluss der Betondeckung auf die Tragfähigkeit des Stoßes ist offensichtlich (*vgl. Tabelle 11-8*). Der Übergang von Zustand I und Zustand II ist bei dem Rechenmodell PV3 nicht so deutlich ausgeprägt wie bei P4. Die Last-Verformungs-Kurve von PV3 verläuft annähernd linear.

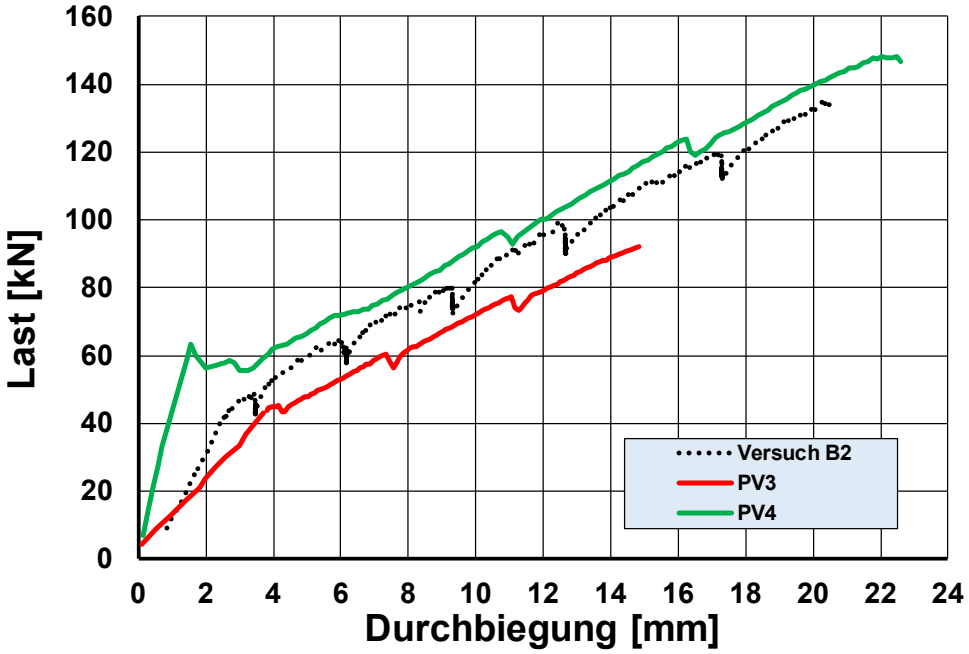


Bild 11-21: Last-Verformungs-Kurven aus Realversuch B2 und ATENA Simulation PV3 und P4 (Verformung am Kragarm)

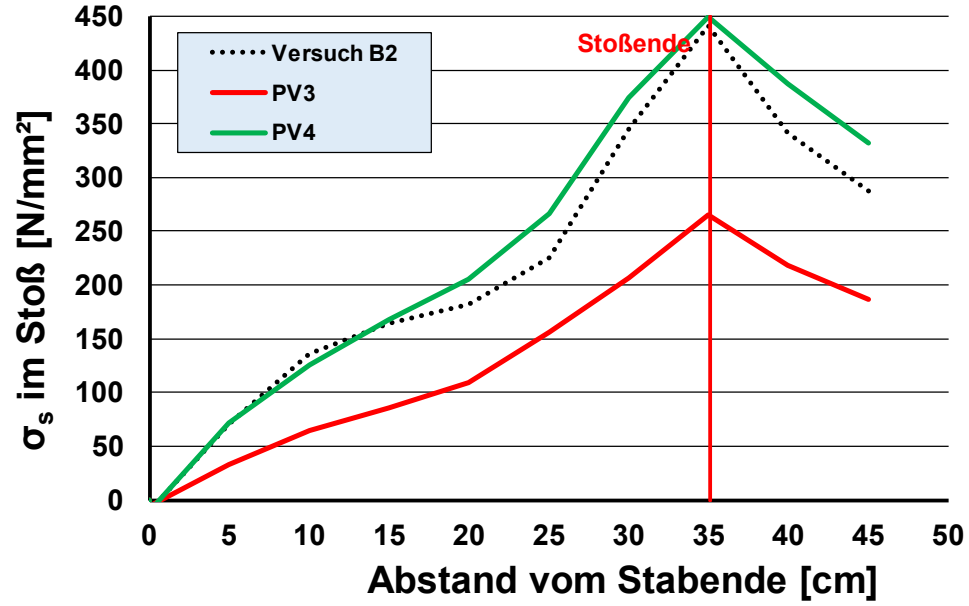


Bild 11-22: Vergleich der Stahlspannungsverläufe der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch) zwischen PV3, PV4 und Realversuch B2

Aus der Vergrößerung der Betondeckung von 50 mm (2,5Ø) auf 80 mm (4Ø) resultierte eine Traglaststeigerung von lediglich 10 %. Eine Reduzierung der Betondeckung auf 20 mm (1Ø) zeigte hingegen einen deutlichen Traglastabfall auf 68%.

Wird eine Betondeckung von mehr als dem einfachen Stabdurchmesser realisiert, darf die Übergreifungslänge nach *EN 1992-1-1* um den Wert α_2=1-0,15(c_d-Ø)/Ø verringert werden. Infolge der vergrößerten Betondeckung von 50 mm auf 80 mm darf nach *EN 1992-1-1* die Übergreifungslänge mit dem Faktor α_2=1-0,15·(80-50)/50 = 0,91 abgemindert werden. Dies entspricht in etwa der Verringerung der Tragfähigkeit des Versuchs B2 im Vergleich zum Versuch PV4 um den Faktor 135 / 148 = 0,93.

Tabelle 11-8: Zusammenfassung der Ergebnisse

	Bruchlast	**max Durchbiegung am Kragarm [mm]**	**max σ_s [N/mm²]**
B2 real	135 kN/100%	20,6	441
PV3	93 kN/68%	15,4	265
PV4	148 kN/110%	22,6	450

11.4.3 **Kombination von Zugfestigkeit und Betondeckung**

Nachfolgend wird eine Kombination der der vorhergegangen Variation vorgenommen. Dafür wird für das Rechenmodell PV5 eine kleine Betondeckung von 20 mm (1Øs) mit einer großen Zugfestigkeit von f_{ctm} = 4,10N/mm² kombiniert. Im Umkehrschluss wird das Rechenmodell PV6 eine großen Betondeckung von 80 mm (4Øs) und einer kleinen Zugfestigkeit von f_{ctm} = 2,20 N/mm² versehen. Die Ergebnisse werden mit denen des Realversuchs B2 (Betondeckung 50 mm, f_{ctm} = 3,01 N/mm²) verglichen. Die Stoßlänge wird trotz Variation der Betondeckung konstant auf 35,1 cm (entspricht Realversuch B2) gehalten (*vgl. Tabelle 11-9*).

Tabelle 11-9: Übersicht der Parametervariation [*kursiv]*

Versuch	**Ø$_s$ [mm]**	**c_l[1)] [mm]**	**α_2**	**α_6**	**l_0 [cm]**	**Stoßanteil**	**lichter Stababstand**	**f_{ctm} [MN/m²]**	**f_{bm} [MN/m²]**
PV5	20	***20***	0,775	1,5	35,1	100%	a = 16 cm ⩾ 8Øs	***4,10***[1)]	***9,23***[1)]
PV6	20	***80***	0,775	1,5	35,1	100%	a = 16 cm ⩾ 8Øs	***2,20***[1)]	***4,95***[1)]

[1)] Festigkeitswerte nach *DIN EN 1992-1-1*

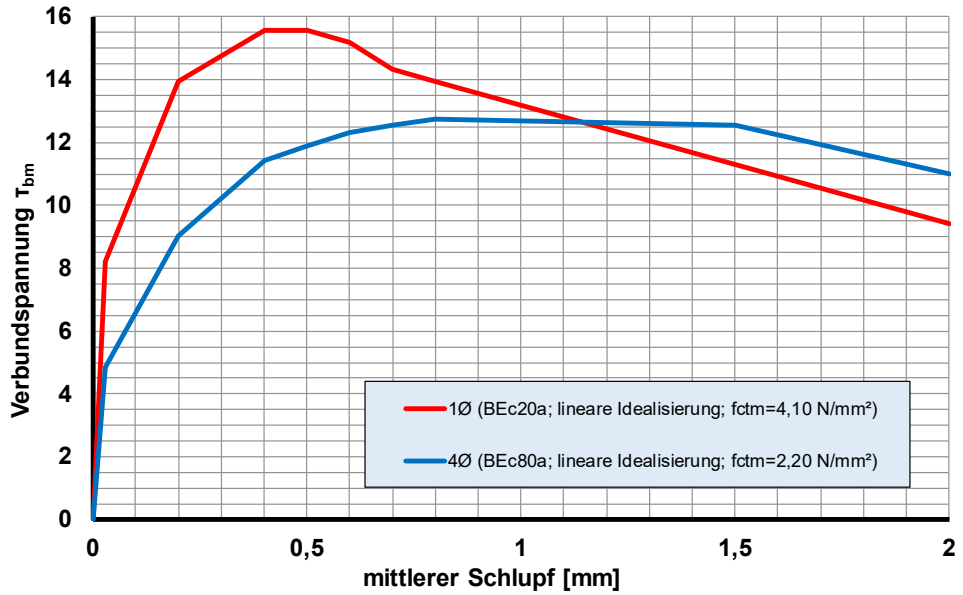


Bild 11-23: Verwendete Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen für die Parametervariation; lineare Idealisierung in Anlehnung an die eigene Versuchsreihe

Sowohl beim PV5 als auch beim PV6 erfolgte ein Verbundversagen im Stoßbereich. Die Traglast von PV6 liegt mit 126 kN annähernd auf einem Niveau mit der Traglast des Realversuchs (135kN) und damit deutlich größer als die Traglast von PV5 mit 105 kN (*vgl. Bild 11-25*). Der Einfluss der Betondeckung hat hier einen deutlich größeren Einfluss auf die Tragfähigkeit, als die Betonzugfestigkeit.

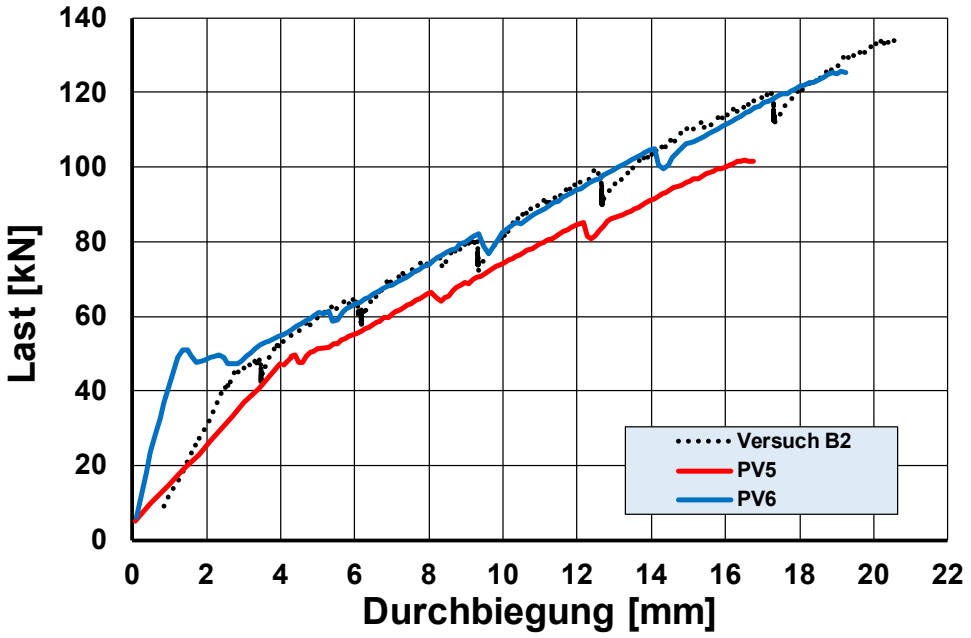


Bild 11-24: Last-Verformungs-Kurven aus Realversuch B2 und ATENA Simulation PV3 und P4 (Verformung am Kragarm)

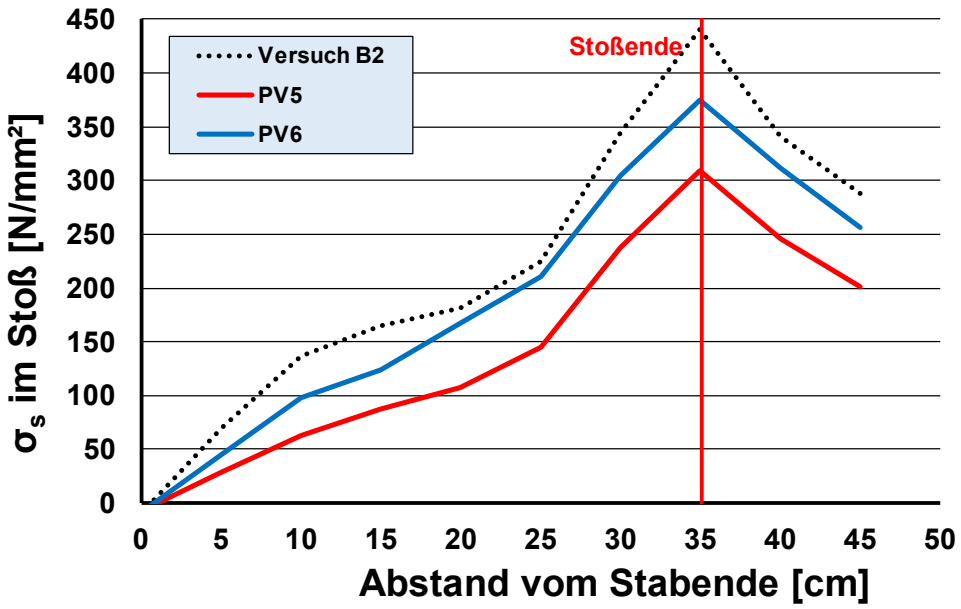


Bild 11-25: Vergleich der Stahlspannungsverläufe der Längsbewehrung im Übergreifungsbereich (kurz vor dem Bruch) zwischen PV5, PV6 und Realversuch B2

Beide Variationen erreichen mit ihrer jeweiligen Konfiguration nicht die Traglast des Realversuchs B2. Erkennbar ist jedoch, dass die Betondeckung hier einen deutlich größeren Einfluss auf die Tragfähigkeit besitzt, als die Betonzugfestigkeit. So kann eine geringere Betonzugfestigkeit durch eine vergrößerte Betondeckung kompensiert werden. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass das Potential einer hohen Betonzugfestigkeit bei geringer bzw. minimaler Betondeckung limitiert wird. Diese Erkenntnisse können durch das Zugring-Modell nach *Tepfers 1973* bestätigt werden.

Tabelle 11-10: Zusammenfassung der Ergebnisse

	Bruchlast	**max Durchbiegung am Kragarm [mm]**	**max σ_s [N/mm²]**
B2 real	135 kN/100%	20,6	441
PV5	105 kN/77%	15,3	309
PV6	126 kN/93%	19,6	375

11.4.4 **Numerische Simulationen zur Tragfähigkeit bei veränderlicher Zugkraft längs des Stoßes**

Bei den 4-Punkt-Biegeversuchen ist die Zugkraft jeweils über die gesamte Stoßlänge konstant, da das zugehörige Biegemoment ebenfalls konstant ist. In realen Tragwerken sind die Biegemomente allerdings häufig nicht konstant. Daher wurde abschließend dieser Einfluss mit der nichtlinearen FEM untersucht. Der Versuch B2 diente hier als Referenzversuch. Anhand different aufgebrachter Verschiebungen an den Kragarmen, konnten verschiedene Momentenverteilungen (M_1/M_2 -Verhältnis) im Stoßbereich erreicht werden (*vgl. Bild 11-26*).

Die Ergebnisse sind in *Bild 11-27* und *Tabelle 11-11* dargestellt. In Abhängigkeit vom Verhältnis M_1/M_2 sind Tragfähigkeitssteigerungen bis zu 20% beim Verhältnis M_1/M_2=0,2 zu beobachten. Hierbei handelt es sich um versteckte Tragreserven.

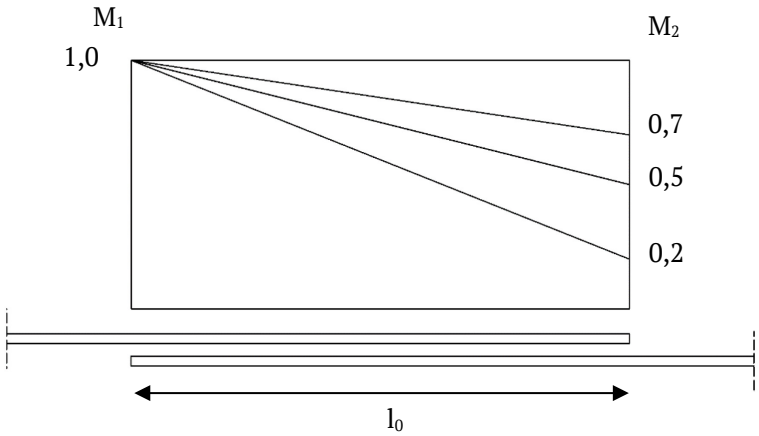


Bild 11-26: schematische Darstellung der untersuchten Momentenverhältnisse

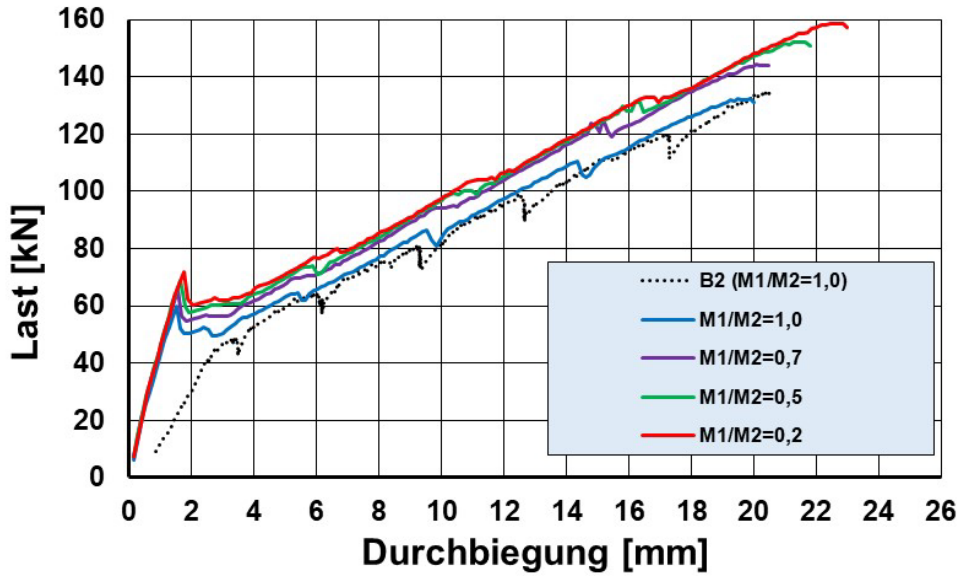


Bild 11-27: Last-Verformungs-Kurven aus dem Realversuch B2 und der ATENA Simulationen bei veränderlichen Momentenverhältnissen (Verformung am Kragarm)

Tabelle 11-11: Zusammenfassung der Ergebnisse der FEM Simulationen bei veränderlicher Zugkraft längs des Stoßes

	M_u [kNm]	**Tragfähigkeitssteigerung bezogen auf B2 [%]**	**max Weg [mm]**	**max Stahl [N/mm²]**
B2real	135		20,6	441
B2FEM	132		20	388
M_1/M_2=1,0=B2	132	**100**	20	388
M_1/M_2=0,7	144	**109**	21,3	405
M_1/M_2=0,5	152	**115**	22,1	419
M_1/M_2=0,2	159	**120**	23,5	433

12 Zusammenfassung und Ausblick

12.1 Zusammenfassung

Im Fokus der Arbeit stand die die Überprüfung der im internationalen Vergleich sehr konservativen deutschen Regelungen zur Ausführung von Zugstößen bei Ingenieurbauwerken mit üblicherweise deutlich größeren Betondeckungen als c = 1,0 Ø. Die Analyse erfolgte auf der Grundlage umfänglicher eigener großformatiger Versuche sowie numerischer Simulationsberechnungen mit dem FE-Programmsystem ATENA.

Es wurden zehn Beam – End Tests zur Untersuchung des Verbundverhaltens sowie 30, vier - Punktbiegeversuche mit Übergreifungsstößen durchgeführt. Im Vordergrund stand dabei, die maßgeblichen Einflussparameter auf die Verbundcharakteristik und die Verbundfestigkeit sowie das Verhalten der Stöße unter Gebrauchslast und im Bruchzustand zu identifizieren und deren Quantifizierung. Die ermittelten Ergebnisse wurden mit den derzeit gültigen Normen *DIN EN 1992-2-2* sowie *DIN EN 1992-2/NA* für Deutschland verglichen.

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

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

Auf Grundlage der Ergebnisse unter Gebrauchslastniveau konnte bei den hier durchgeführten Versuchen kein negativer Einfluss der kürzeren Übergreifungslänge nach *EN 1992-2* hinsichtlich einer übermäßigen Rissbreitenzunahme an den Stoßenden gegenüber einer Rissbreitenzunahme in den Bereichen außerhalb des Stoßes beobachtet werden. Dieses Kriterium kann daher nicht als Begründung für die deutlich längeren Übergreifungen nach *DIN EN 1992-2/NA* gegenüber *EN 1992-2* bestätigt werden.

Eine ausreichende Tragfähigkeit aller durchgeführten 4-Punktbiegeversuche konnte auch über die Ermittlung der Stahlspannung im Stoßbereich nach *Model Code 2010* bestätigt werden. Es ist

anzumerken, dass der Berechnungsansatz nach *Model Code 2010* die Tragfähigkeit der Versuche teilweise sogar stark unterschätzte.

Mit Hilfe der finiten Elemente Methode konnte ein kalibriertes Rechenmodell erstellt werden. Eine Validierung anhand drei Versuchsnachrechnungen lieferte konsistente Ergebnisse hinsichtlich der Traglast, der Versagensmechanismen, der Verformung und der Stahlspannung. Die darauf aufbauende Parametervariation lieferte schlüssige Ergebnisse.

12.2 Ausblick

Die vorliegende Arbeit zeigt, dass noch weitere Forschungsbedarf besteht. Die bisher durchgeführten Versuche erfolgten alle als 4-Punktbiegeversuche. Interessant wären vergleichende Versuche mit zentrischer Zugbeanspruchung, da bei diesen das Abklappen der Bewehrung bei 100%-Stößen in Verbindung mit einem sehr spröden Versagen nicht zu erwarten ist. Bei den 100%-Stößen in Biegebauteilen sollte die Wirksamkeit einer Anordnung von Steckbügeln im Stoßbereich zur Vermeidung eines Abklappens mit sprödem Versagen experimentell untersucht werden. Ziel sollte die Ableitung von Konstruktionsregeln sein, um auch hier ein möglichst duktiles Versagen sicherzustellen.

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

Literaturverzeichnis

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

Alvarez 1998 — Alvarez, M.: Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsverhalten von Stahlbeton, Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Juli 1998

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

BASt 148 — Maurer, R; Bettin, M.: Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung-BASt-Bericht B 148, Technische Universität Dortmund, Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen, Lehrstuhl Betonbau, 2020

Bonzel 1972 — Bonzel, J.; Bub, H.; Funk, P.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1972

Briceno 1969 — Briceno, E. A.: Development length for spliced bars in concrete beams and walls, Dissertation Universität von Texas, Austin, Mai 1969

Burkhardt 2000 — Burkhardt, J.: Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton, Dissertation RWTH Aachen 2000

Cairns 2014 — Cairns, J.; Eligehausen, R.: Evaluation of EC2 rules for design of tension lap joints; the structural Engineer, September 2014, page 44-52

Cervenka 2008 — Cervenka, J.: Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete. International journal of plasticity. Volume 24, 2008

Cervenka 2013 — Cervenka, V.: 1985. Constitutive Model for cracked reinforced concrete. ACI Journal. V. 82, 1985, Bd. No. 6.—. 2013. Reliability-based non-linear analysis according to fib Model Code 2010. Structural Concrete. 14, 2013, Bd. 1

Chinn 1955 — Chinn, J.; Ferguson, P. M.; Thompson, J. N.: Lapped splices in reinforced concrete beams, Journal of the American Concrete Institute, S. 201-213, Oktober 1955

DAfStb 138 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138: Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton; Beuth-Verlag Berlin,1961

DAfStb 228 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 228: Martin H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung; Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1973

DAfStb 268 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 268: Franke L.: Einfluss der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl und Beton (Verbundkriechen); Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1976

DAfStb 276 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 276: Stöckl, S.: Versuche an zugbeanspruchten Übergreifungsstößen von Rippenstählen; Ernst & Sohn Ver- lag, Berlin 1977

DAfStb 291 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 291: Rehm G.; Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße von Rippenstäben unter schwellender Belastung und Rehm G., Tewes, R., Eligehausen, R., Übergreifungsstöße geschweißter Be- tonstahlmatten; Beuth-Verlag, Berlin, 1977

DAfStb 296 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 296: Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur; Beuth-Verlag, Berlin, 1978

DAfStb 300 Rehm, G., Eligehausen, R., Neubert, B.: Hinweise zur DIN 1045 Ausgabe Dezember 1978 – Erläuterungen der Bewehrungsrichtlinien. DAfStb-Heft 300, Ernst & Sohn 1979

DAfStb 301 Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden, DAfStb Heft 301, 1979

DAfStb 319 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 319: Betzle, M.; Stöckl, S.; Kupfer, H: Vollstöße durch Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstählen in Normalbeton, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1981

DAfStb 394 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 394: Noakowski, P.: Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung Zwangsbeanspruchung und Rissbreite, Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug; Beuth-Verlag, Berlin 1988

DAfStb 597 Reineck, K.; Kuchma, D.; Fitik, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel; DAfStb Heft 597, 2012

DAfStb 609	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 609: Wildermuth A. M: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper, Beuth Verlag, Berlin, 2013
DeGroot 1981	De Groot, A. K.; Kusters, G. M. A.; Monnier, Th.: Numerical Modeling of Bond- Slip Behaviour, In: Heron 26 S.1-90, 1981
DIN 1045: 1972	DIN 1045: 1972-01: Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1972
DIN 1045: 1978	Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ernst & Sohn Verlag, Berlin Dezember 1978
DIN 1045: 1988	DIN 1045: 1978-12: Beton und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1988
DIN 1045-1:2008	DIN 1045-1: 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin 2008
DIN 488:2009	Betonstahl-Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften Kennzeichnung. Deutsches Institut für Normung, Beuth-Verlag, Ausgabe August 2009
DIN EN 10080:2005	DIN EN 10080:2005-08: Stahl für die Bewehrung von Beton - Schweißgeeigneter Betonstahl - Allgemeines; Deutsche Fassung EN 10080:2005; Beuth-Verlag, Ausgabe August 2005
DIN EN 1992-1-NA	DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01, Nationaler Anhang
DIN EN 1992-2	DIN EN 1992-2:2010-12, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken
DIN EN 1992-2/NA	DIN EN 1992-2/NA:2013-04, Nationaler Anhang
Eligehausen 1979	Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden, DAfStb-Heft 301, Ernst & Sohn 1979
Eligehausen 1983	Eligehausen, R.; Popov E. p., Bertero, V. v.: Local Bond Stress-Slip relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations – Report No. UCB/EERC-83/23, Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley 1983

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

Ferguson 1969 — Ferguson, P.M; Briceno, E.A.: Tensile Lap Splices, Part I: Reaining Wall Type, Varying Moment Zone, Research Report No. 113-2, Center for Highway Re- search, University of Texas, Austin, Juli 1969

Ferguson 1971 — Ferguson, P.M., Krishnaswamy, C.N.: Tensile Lap Splices, Part II: Design Recommendations for Retaining Wall Splices and Large Bar Splices, Research Report No. 113-3, Center for Highway Research, University of Texas, Austin, April 1971

fib Bulletin 72 — fib Bulletin 72, Bond an anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010

Goto 1971 — Goto, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars; ACI-Journal, Title 68-26, Seite 244-251; Detroit, April 1971

Hölzenbein 1974 — Hölzenbein, H.; Soretz, S.: Contribution to the Behaviour of lapped Splices of Reinforcement Bars, Betonstahl in Entwicklung, TOR-ISTEG STEEL- Corporation, Heft 55, Luxemburg, Mai 1974

Idda 1999 — Idda, K.: Verbundverhalten von Betonrippenstählen bei Querzug, Universität Karlsruhe (TH), Dissertation, 1999

Krips 1984 — Krips, M.: Risssbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton, Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation, 1984

Kurz 1997 — Kurz, W.: Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Dissertation Darmstadt 1997

Leonhardt 1977 — Leonhardt, F.; Mönnig, E.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 3: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, 3.Auflage, Springer-Verlag

Leonhardt 1984 — Leonhardt, F., Mönnig, E.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, 3.Auflage, Springer-Verlag, Heidelberg, 1984

Lettow 2006 — Lettow, S.: Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen – Anwendung auf Übergreifungsstöße; Dissertation, Universität

Lindorf 2010 — Lindorf, A.: Woher kommen die Bemessungswerte der Verbundspannung? Beton und Stahlbetonbau 105, Heft 1. Ernst & Sohn Verlag, 2010

Martin 1981 — Martin, H.; Noakowski, P.: Verbundverhalten von Betonstählen Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Heft 319, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn, 1981

Model Code 1990 — CEB-FIP Model Code 1990. Thomas Telford, 1993

Model Code 2010 — Model Code for Concrete structures 2010, Ernst & Sohn, 2013

Noakowski 1985 — Noakowski, P.: Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rissbreite, Beton und Stahlbetonbau 80, Hefte Nr. 7 S, 185-192 und Nr. 8 S. 215-221, 1985

RAT 2016 — RAT 639-340-2 Technical Note; Design Basis review – Detailing rules – Requirements experiment setup, 12.12.2016

Rehm 1960 — Rehm, G., Martin, H.: Zur Frage der Tragfähigkeit von Überdeckungsstößen bei Rippenstahl, Bericht der Materialprüfanstalt für Bauwesen an der Universität München, Mai 1960

Rehm 1977 — Rehm, G., Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße von Rippenstählen unter nicht ruhender Belastung, Beton- uns Stahlbetonbau, Heft 7, 1977

Reinhardt 1992 — Reinhardt, H. W.; Van der Veen, C.: Splitting Failure of Strain-softening Material due to Bond Stresses. In. Carpinteri, A. (Hrsg.). Application of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete, Elsevier Applied Science S.333-346, 1992

RILEM 1970 — RILEM: Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton: Essai par traction /Bond test for reinforcing steel: Pull-Out Test, Matériaux et Construction 3, 1970

RILEM 1994 — RILEM: Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton: Essai par traction /Bond test for reinforcing steel: Pull-Out Test, Matériaux et Construction 3, 1994

Ritter 2013 — Ritter L., Der Einfluss von Querzug auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl, Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau, Dresden, Heft 33, 2013

Rohling 1987 — Rohling, A.: Zum Einfluss des Verbundkriechens auf die Rissbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen, Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 1987

Schenkel 1998 — Schenkel, M.: Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung; Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, September 1998

Schlaich 1998 — Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau, Sonderdruck aus dem Betonkalender 1998, Teil II S.721-895, Ernst & Sohn Verlag, Berlin

Schober 1984 — Schober, H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbetonbau, Universität Stuttgart, Dissertation, 1984

SIA 262:2003 — SIA 262: 2003: Betonbau, Schweizer Norm, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, 2003

Sippel 2022 — Sippel TM, Hofmann J. :The beam end test as a test specimen for the bond of reinforcement bars in concrete. 5th international conference of bond in concrete 2022. 2022, University of Stuttgart (Germany), 25-27th July 2022:528-40.

Stöckl 1972 — Stöckl, S.: Übergreifungsstöße von zugbeanspruchten Bewehrungsstäben, Beton- und Stahlbetonbau 67 (Heft 10-1972), Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1972

Tepfers 1973 — Tepfers, R.: A theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars. Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Publication V. 73, No. 2, 1973

VanderVeen 1990 — Van der Veen C.: Cryogenic bond stress-slip relationship, Delft University of Technology, Dissertation, 1990

Vandewalle 1992 — Vandewalle, L.: Theoretical prediction of the ultimate bond strength between a reinforcement bar and concrete. In: International –conference Bond in Concrete – from research to practice. Proceedings Topics 1,2, S.1-1-1-8,1992

Zilch 2017 — Zilch, K.; Zehtemaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau, 2., neu bearbeitete Auflager, Springerverlag, 2017

Anhang

A Anhang BEAM END TESTS 208

A.1 Auswertung der Verbundspannungen aus den Beam-End Tests 208

A.2 Verbundspannungs – Schlupfkurven der Beam End-Tests 209

A.2.1 Versuchskörper BEc20a 209

A.2.2 Versuchskörper BEc20b 209

A.2.3 Versuchskörper BEc40a 210

A.2.4 Versuchskörper BEc40b 210

A.2.5 Versuchskörper BEc60a 211

A.2.6 Versuchskörper BEc60b 211

A.2.7 Versuchskörper BEc80a 212

A.2.8 Versuchskörper BEc80b 212

A.2.9 Versuchskörper BEc40a2530 213

A.3 Bruchbilder der Beam-End Tests 214

A.4 Rissbildung Beam-End Tests 216

A.4.1 Versuchskörper BEc20a 216

A.4.2 Versuchskörper BEc20b 219

A.4.3 Versuchskörper BEc40a 222

A.4.4 Versuchskörper BEc40b 225

A.4.5 Versuchskörper BEc60a 228

A.4.6 Versuchskörper BEc60b 231

A.4.7 Versuchskörper BEc80a 234

A.4.8 Versuchskörper BEc80b 237

A.5 Eigenschaften des Frischbetons 240

A.6 Übersicht der verwendeten Betonchargen 240

A.7 Spannungs-Dehnungs-Linie desverwendeten Betonstahls Ø20 241

A.8 Umrechnung der mittleren Würfeldruckfestigkeit in die mittlere Zugfestigkeit / Abgleich mit der an Prüfkörpern ermittelten Spaltzugfestigkeit 241

B Anhang Vierpunktbiegeversuche 242

B.1 Ergebnisse Versuchsträger B1 242

B.2 Ergebnisse Versuchsträger B2 252

B.3 Ergebnisse Versuchsträger B3 262

B.4 Ergebnisse Versuchsträger B4 276

B.5 Ergebnisse Versuchsträger B5 289

B.6 Ergebnisse Versuchsträger B6 303

B.7 Ergebnisse Versuchsträger B7 317

B.8 Ergebnisse Versuchsträger B8 331
B.9 Ergebnisse Versuchsträger B9 338
B.10 Ergebnisse Versuchsträger B10 352
B.11 Entwicklung der Betonfestigkeiten 365
B.12 Eigenschaften des Frischbetons 370
B.13 Betonzusammensetzung 370
B.14 Schal- und Bewehrungspläne der Versuchsträger 371
B.15 Ergebnisse der Versuchsträger B14 und B15 373
B.16 Entwicklung der Betonfestigkeiten der Chargen C1-C3, Balken B11-B13 382
B.17 Ergebnisse Versuchsträger B11 384
B.18 Ergebnisse Versuchsträger B12 387
B.19 Ergebnisse Versuchsträger B13 390

A Anhang BEAM END TESTS

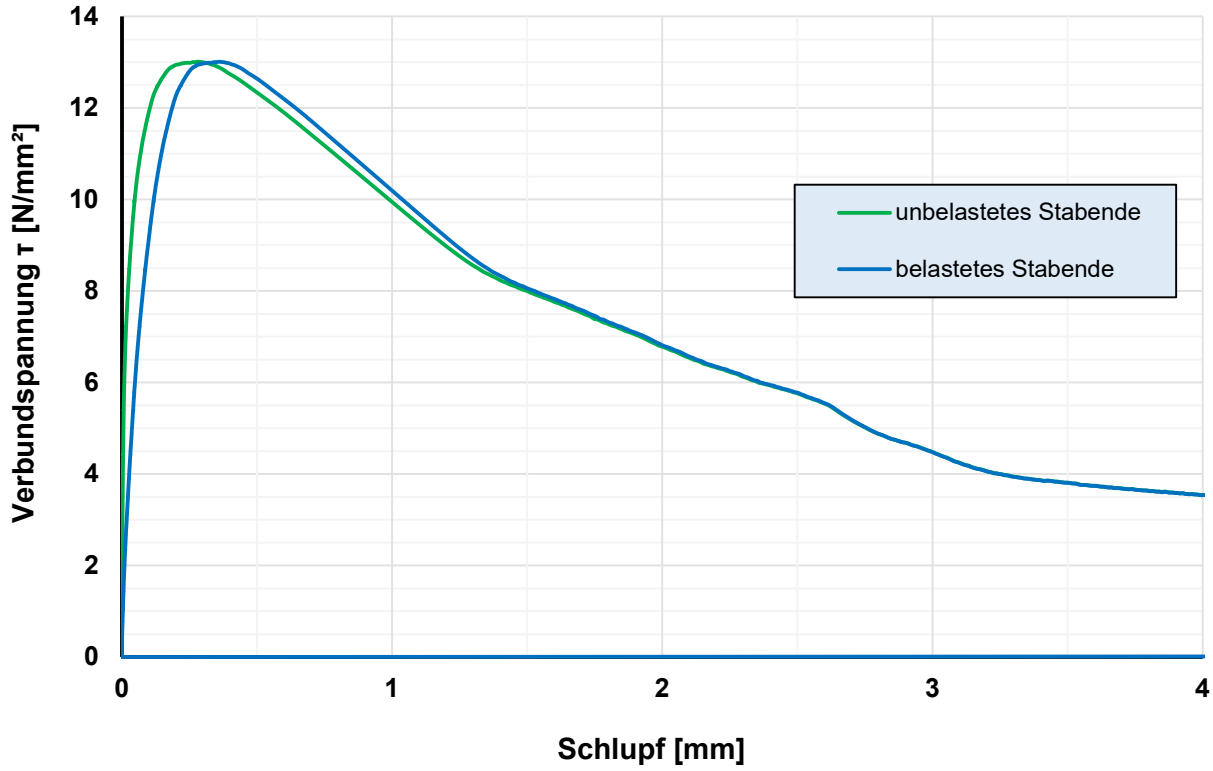
A.1 Auswertung der Verbundspannungen aus den Beam-End Tests

(Schlupf gemessen am belasteten und unbelasteten Stabende)

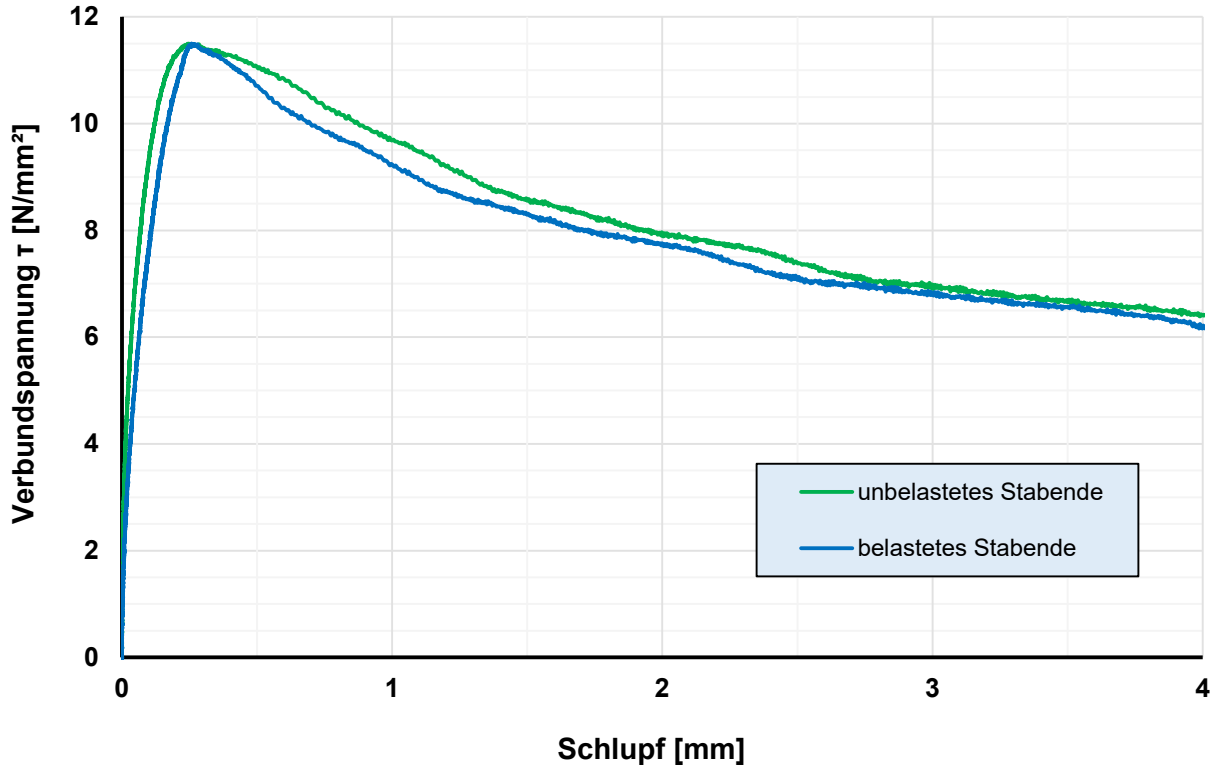
Versuch	Verbundspannung:Schlupf am unbelasteten Stabende						
	$\tau_{0,01}$ [N/mm²]	$\tau_{0,10}$ [N/mm²]	$\tau_{0,15}$ [N/mm²]	$\tau_{1,0}$ [N/mm²]	τ_{max} [N/mm²]	$s_{\tau max}$ [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm²]
BEc20a	6,21	11,92	12,66	9,66	13,01	0,28	52,55
BEc20b	3,61	9,36	10,66	9,70	11,50	0,25	50,16
BEc40a	5,19	10,92	12,79	17,32	18,07	0,67	52,55
BEc40b	3,82	7,40	8,89	14,21	14,55	0,77	50,16
BEc60a	4,14	8,84	10,61	16,12	17,35	0,63	52,55
BEc60b	4,42	7,97	9,39	16,99	17,14	1,12	50,16
BEc80a	4,82	10,06	12,13	19,99	20,20	0,86	52,55
BEc80b	2,28	4,76	6,36	17,85	18,84	1,46	50,16
BEc40a25/30	4,26	8,77	10,08	10,55	12,42	0,43	34,18
BEc40a45/55	3,42	11,52	13,51	19,22	19,92	0,68	60,24
Versuch	**Verbundspannung:Schlupf am belasteten Stabende**						
	$\tau_{0,01}$ [N/mm²]	$\tau_{0,10}$ [N/mm²]	$\tau_{0,15}$ [N/mm²]	$\tau_{1,0}$ [N/mm²]	τ_{max} [N/mm²]	$s_{\tau max}$ [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm²]
BEc20a	0,41	3,46	4,99	11,42	13,01	0,66	52,55
BEc20b	1,97	7,60	9,39	9,22	11,50	0,26	50,16
BEc40a	1,45	7,72	9,77	17,32	18,07	0,78	52,55
BEc40b	0,89	5,65	7,02	14,36	14,55	0,85	50,16
BEc60a	1,65	7,03	8,84	16,54	17,35	0,72	52,55
BEc60b	0,88	6,68	8,13	16,93	17,14	1,16	50,16
BEc80a	0,98	7,86	9,94	20,10	20,20	0,97	52,55
BEc80b	1,99	4,31	5,70	17,55	18,84	1,53	50,16
BEc40a25/30	2,06	6,97	8,50	10,55	12,42	0,51	34,18
BEc40a45/55	0,80	10,02	11,25	19,62	19,92	0,74	60,24

A.2 Verbundspannungs – Schlupfkurven der Beam End-Tests

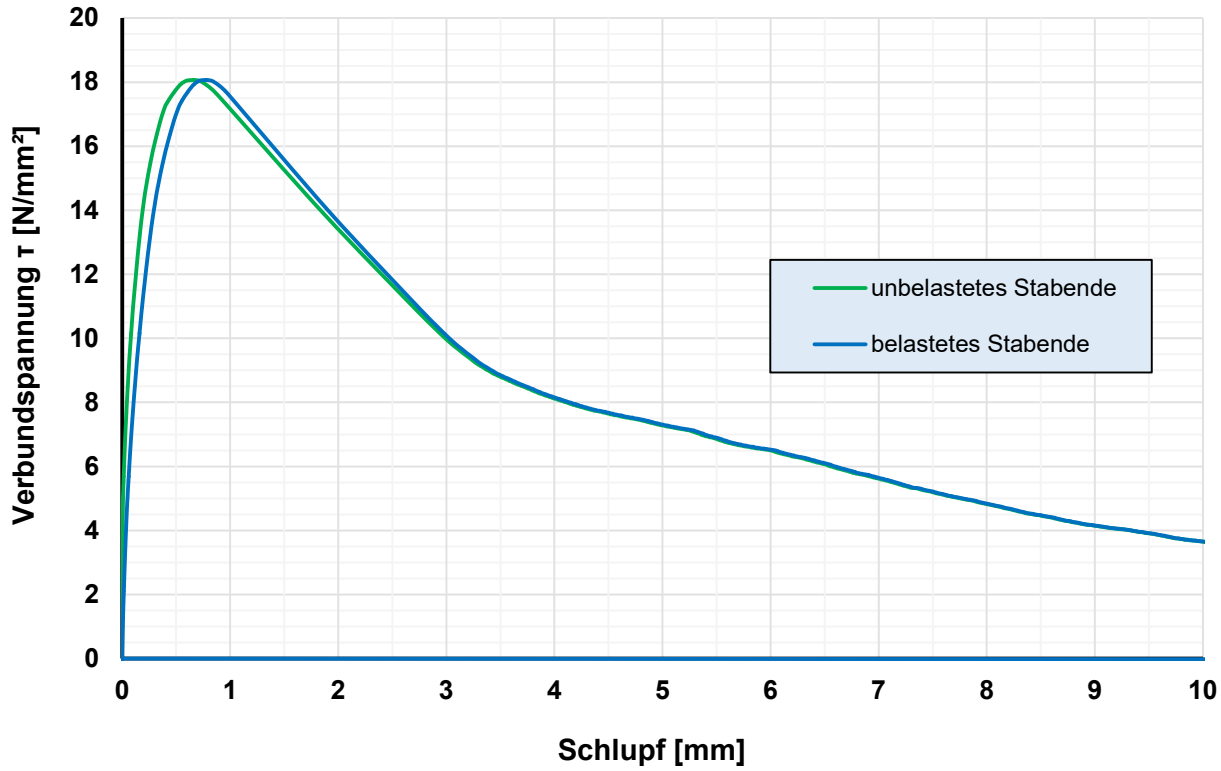
A.2.1 Versuchskörper BEc20a



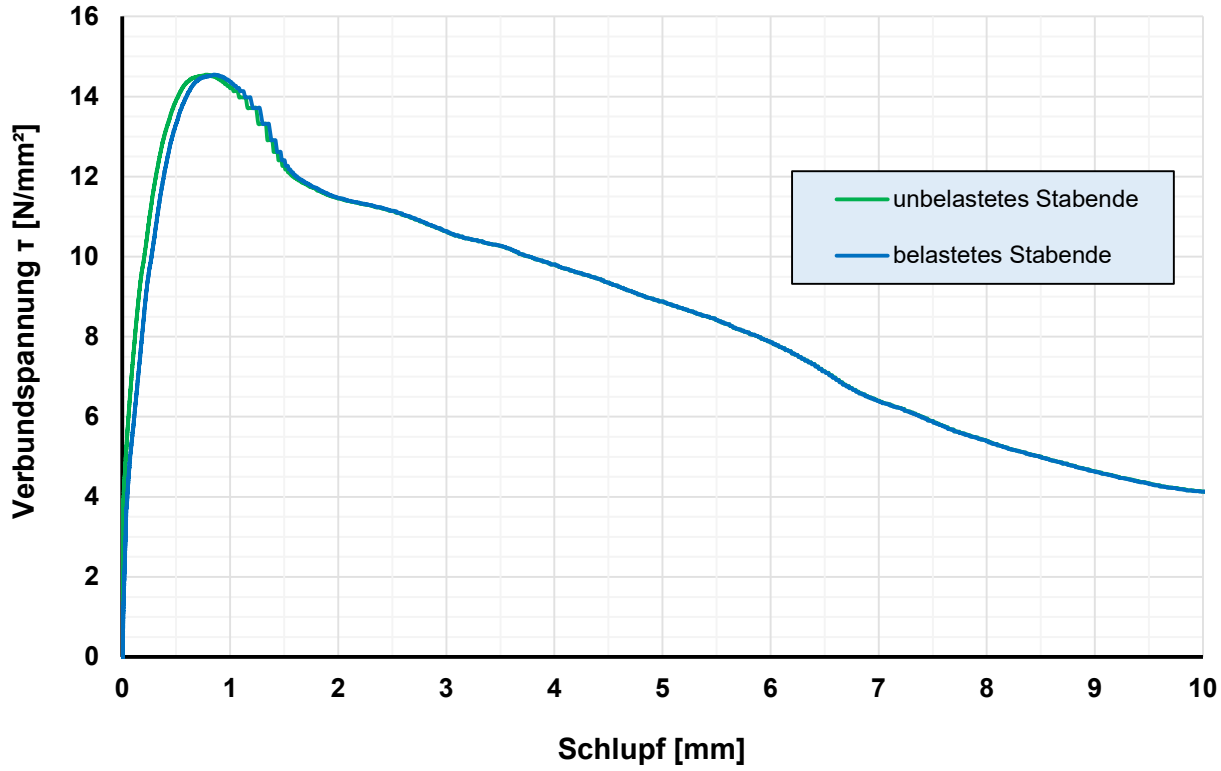
A.2.2 Versuchskörper BEc20b



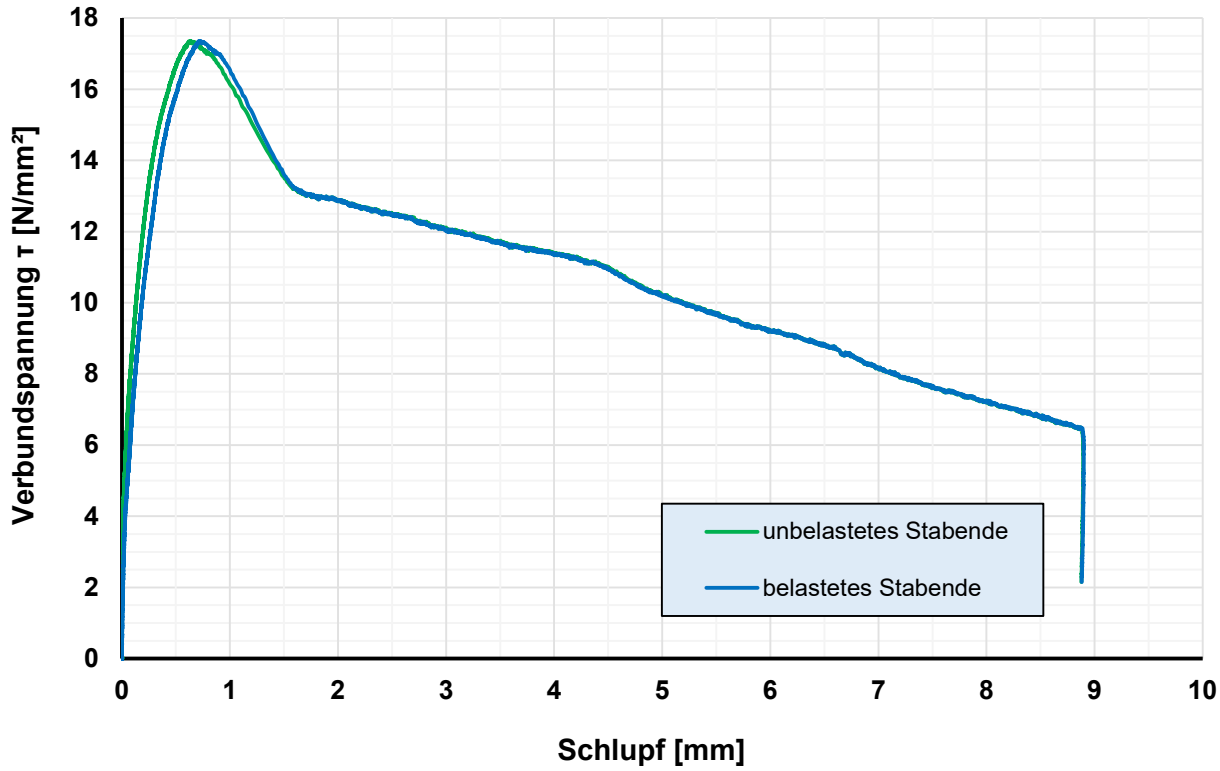
A.2.3 Versuchskörper BEc40a



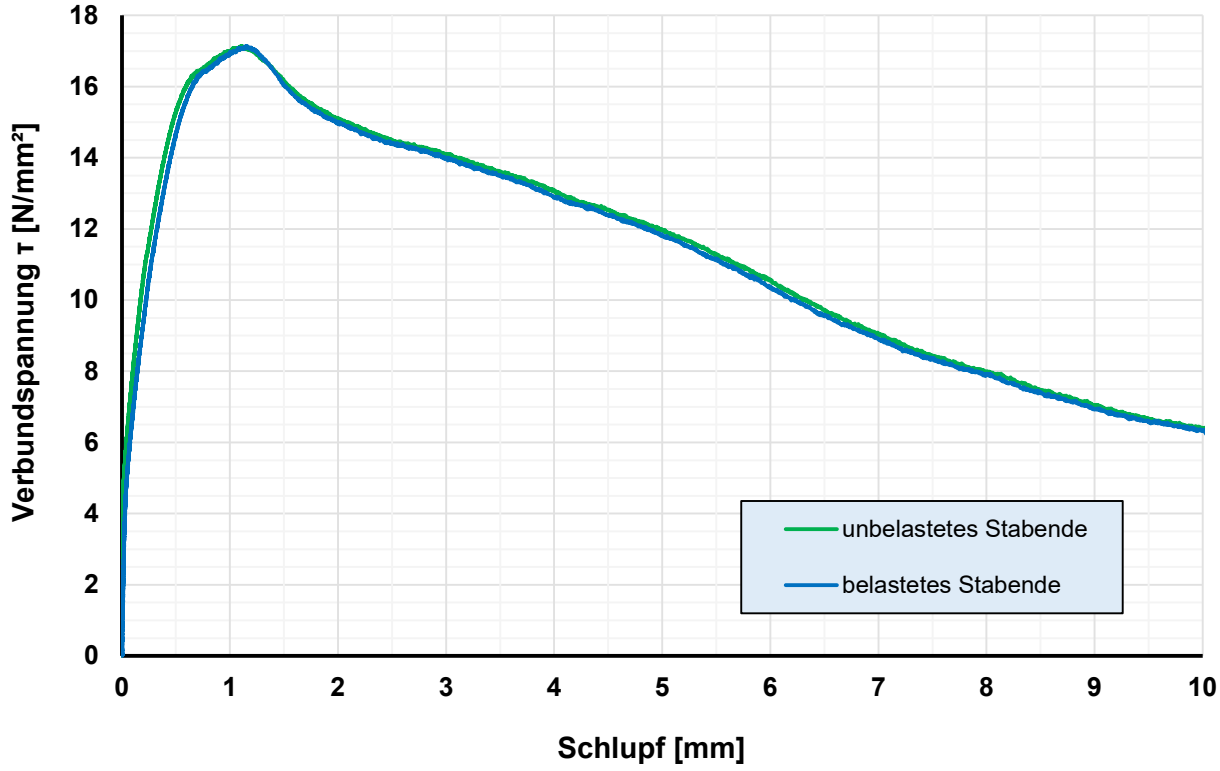
A.2.4 Versuchskörper BEc40b



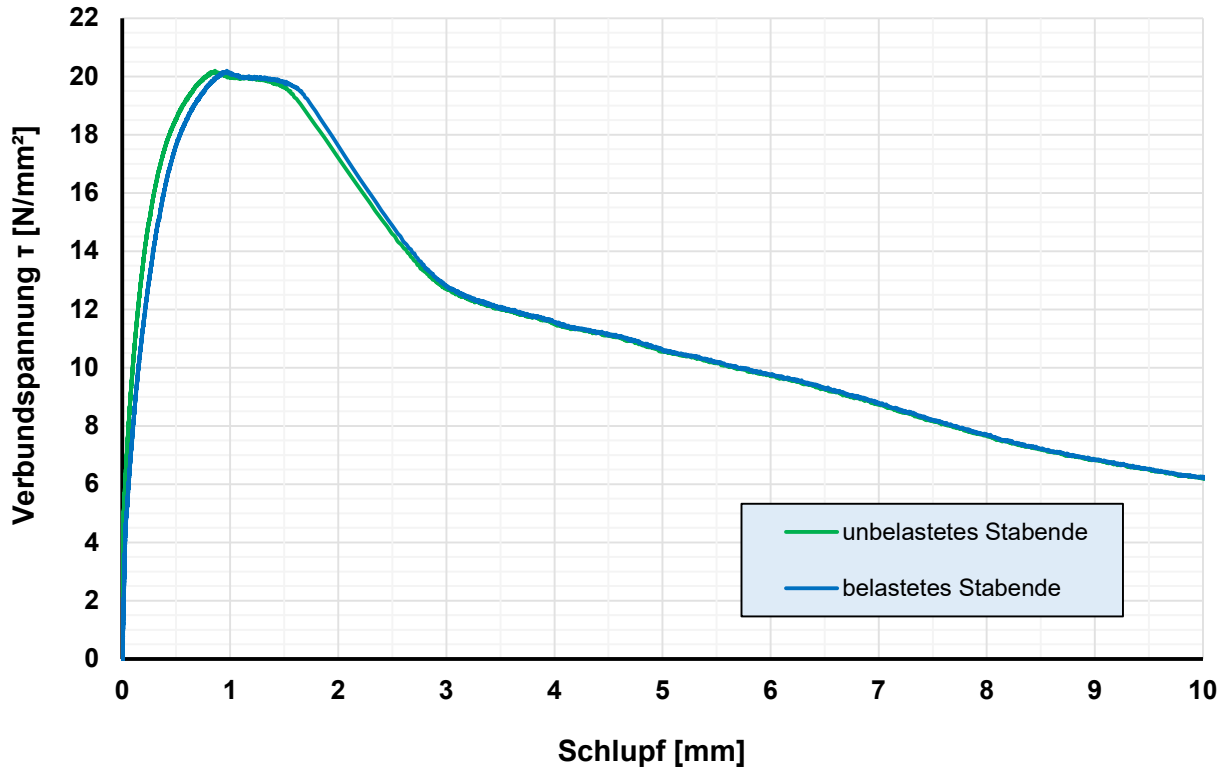
A.2.5 Versuchskörper BEc60a



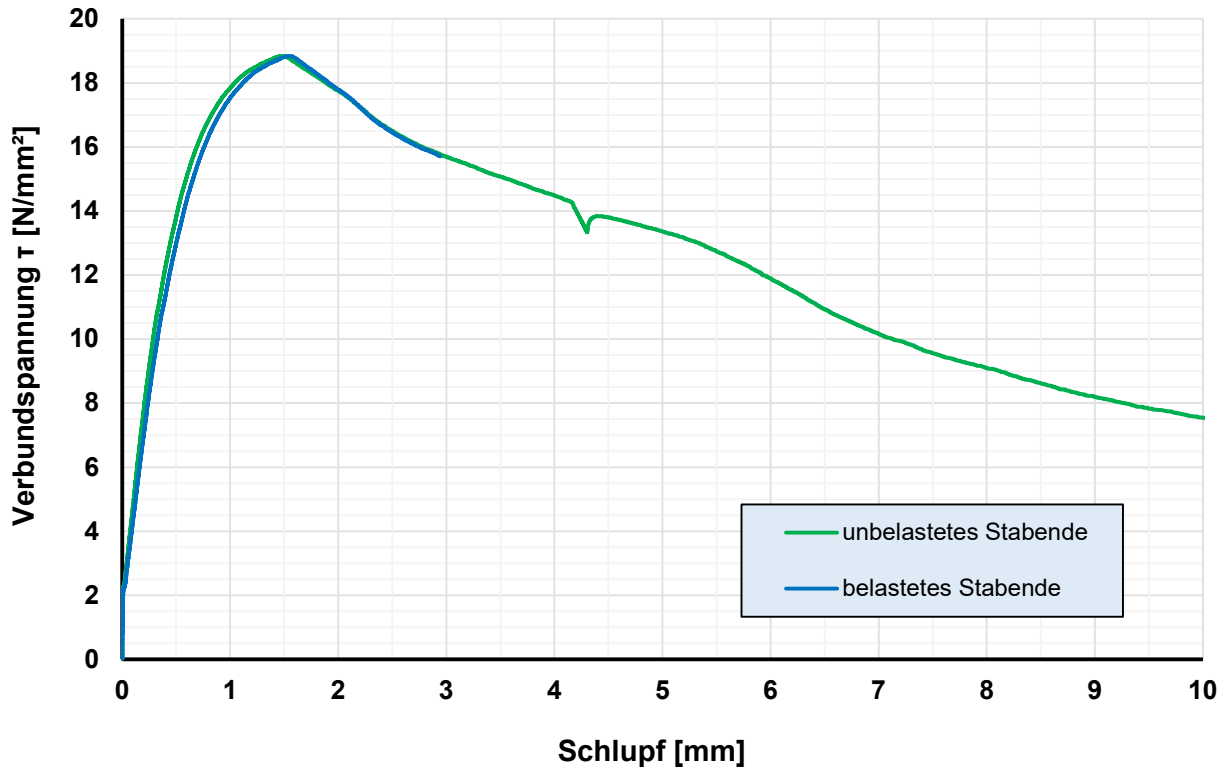
A.2.6 Versuchskörper BEc60b



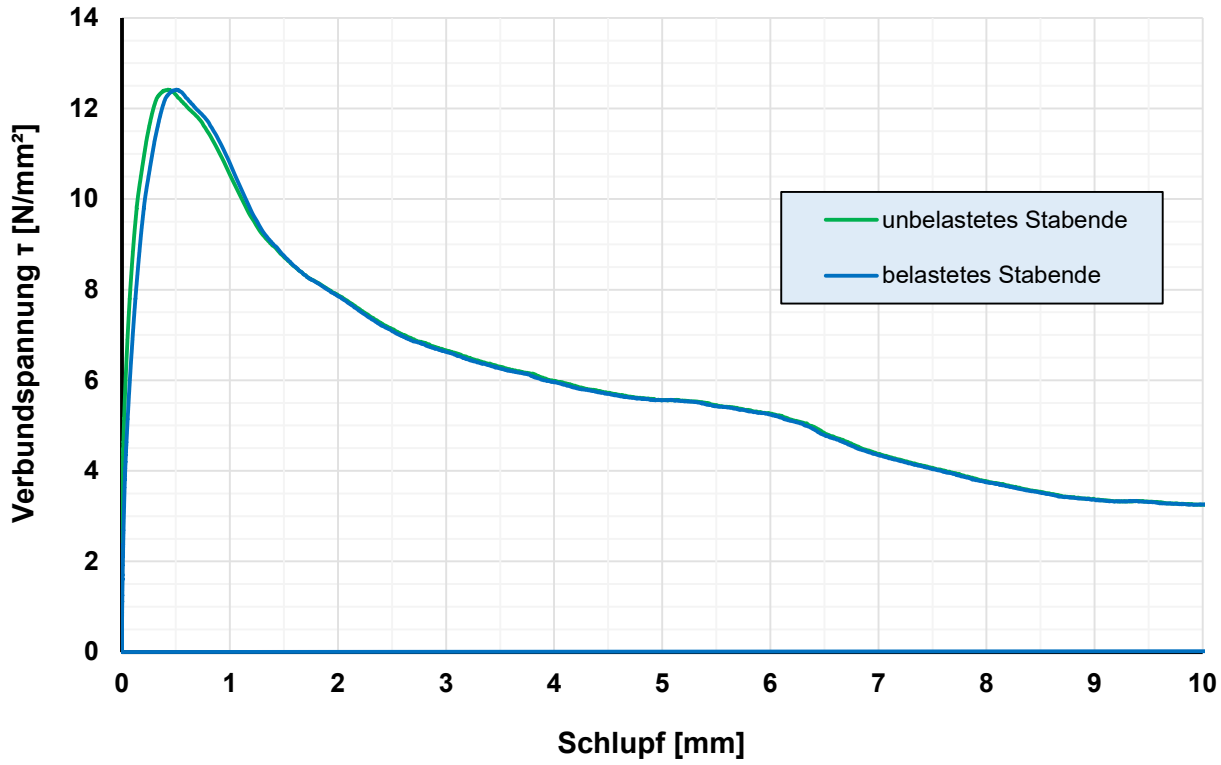
A.2.7 Versuchskörper BEc80a



A.2.8 Versuchskörper BEc80b

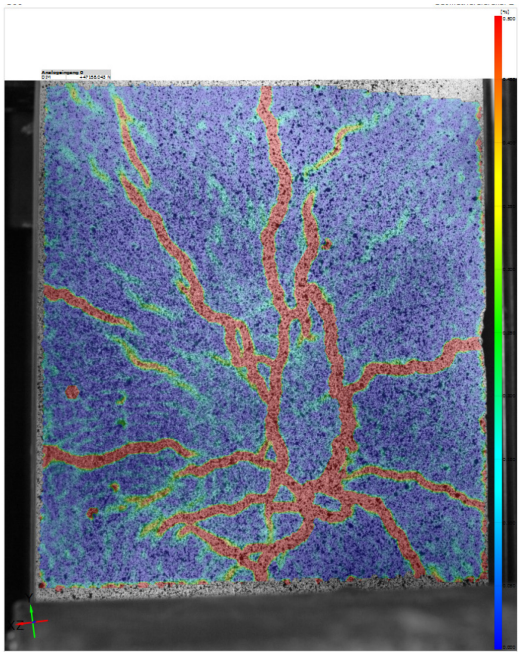


A.2.9 Versuchskörper BEc40a2530

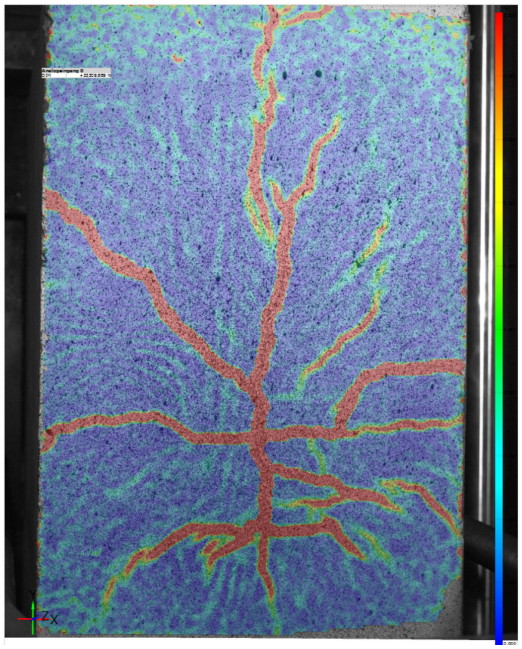


A.3 Bruchbilder der Beam-End Tests

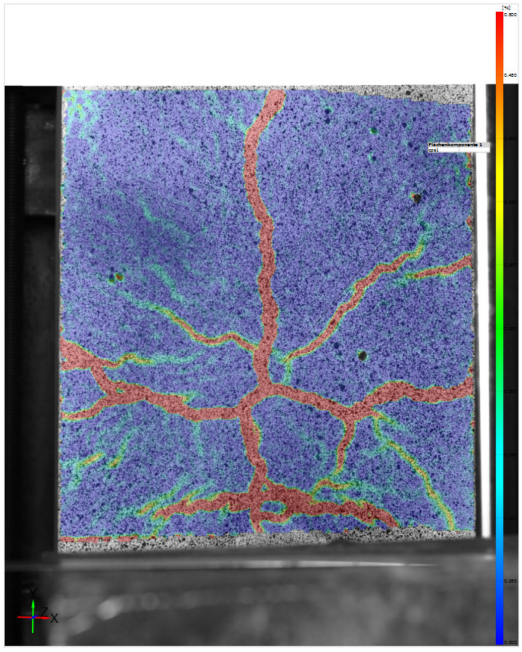
BEc20a Rissbild im Bruchzustand



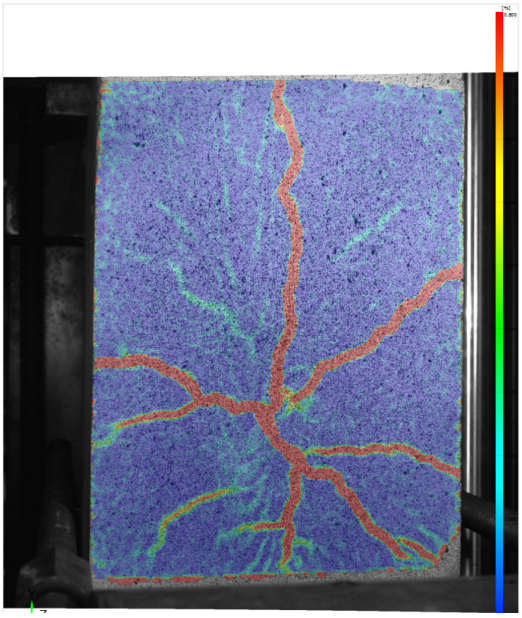
BEc20b Rissbild im Bruchzustand



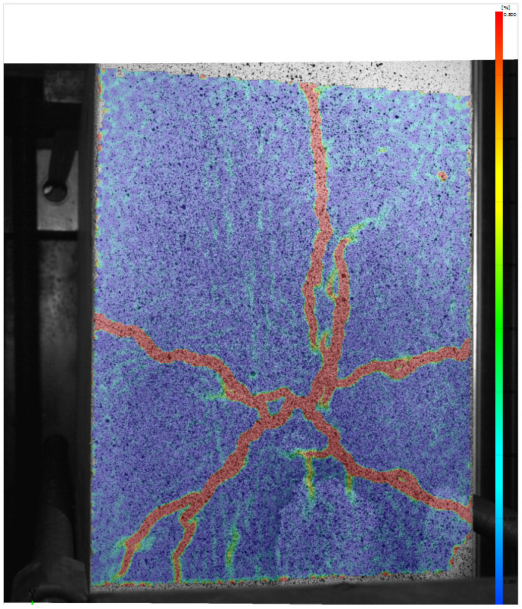
BEc40a Rissbild im Bruchzustand



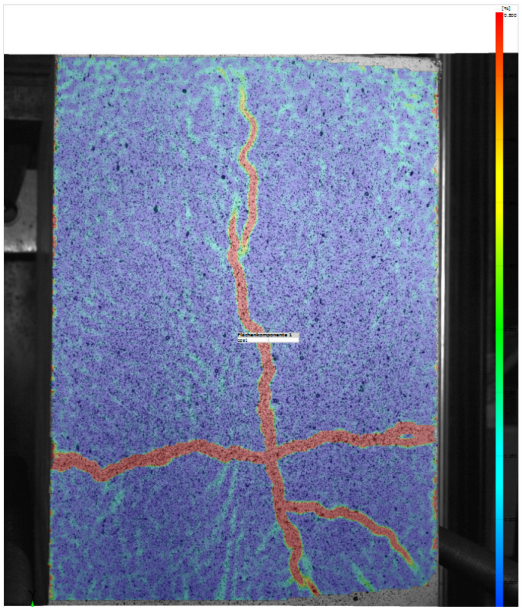
BEc40b Rissbild im Bruchzustand



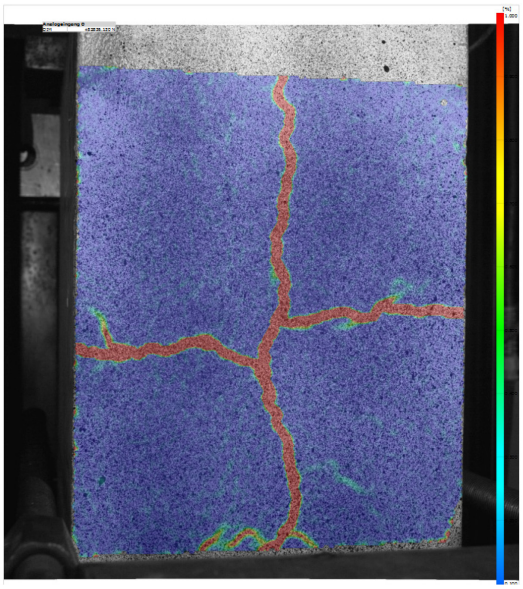
BEc60a Rissbild im Bruchzustand



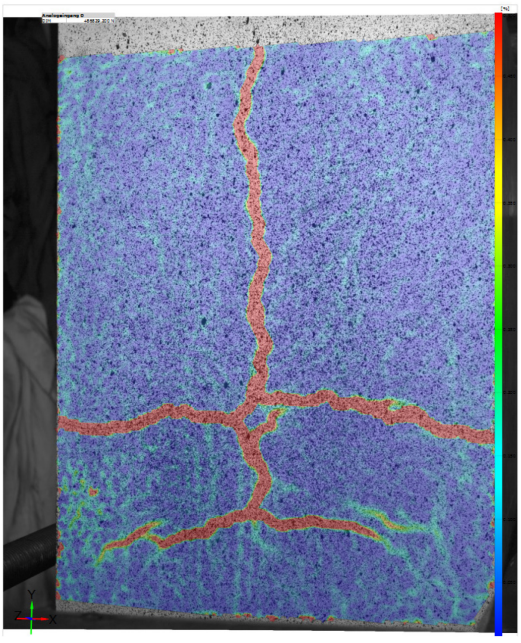
BEc60b Rissbild im Bruchzustand



BEc80a Rissbild im Bruchzustand



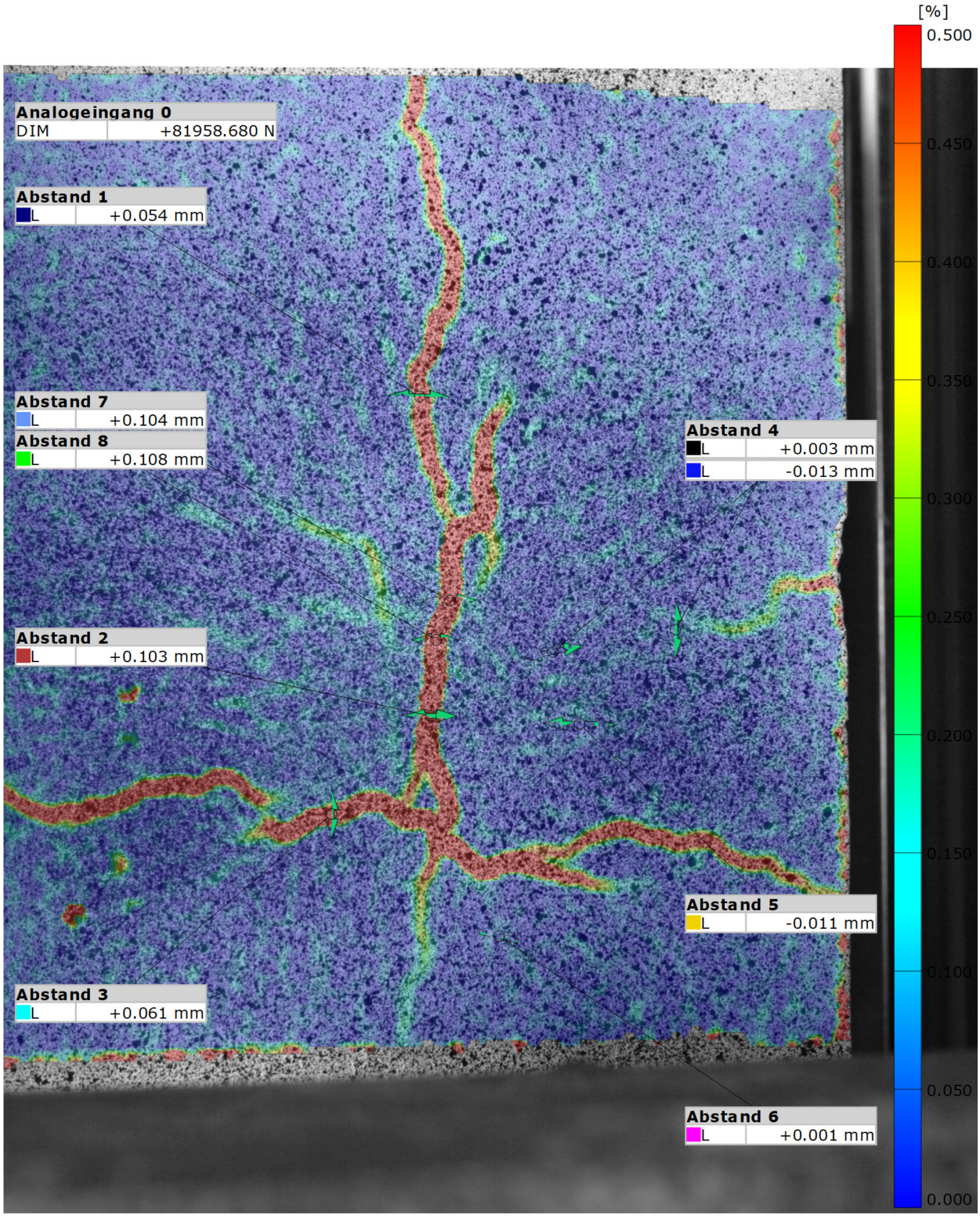
BEc80b Rissbild im Bruchzustand



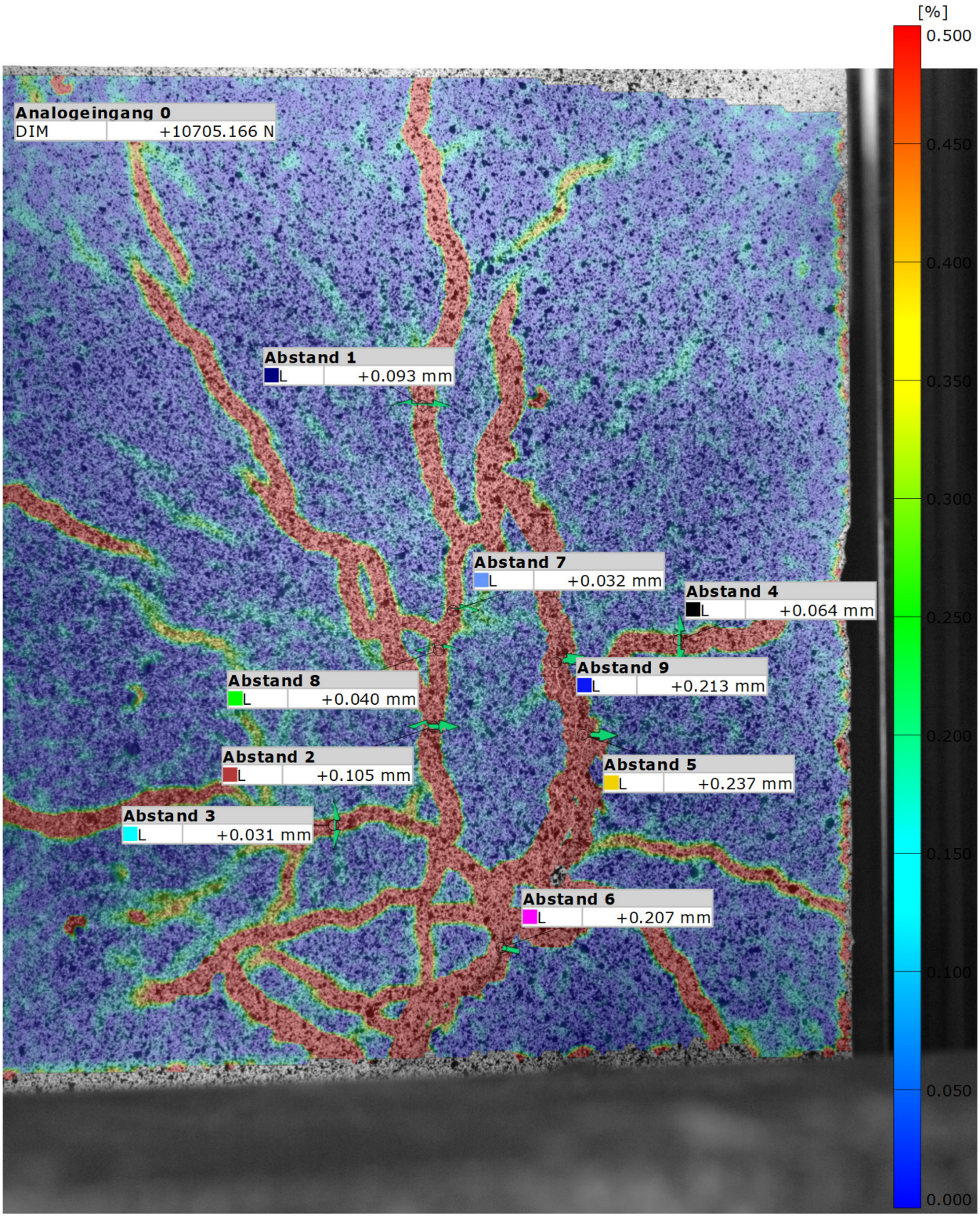
A.4 Rissbildung Beam-End Tests

A.4.1 Versuchskörper BEc20a

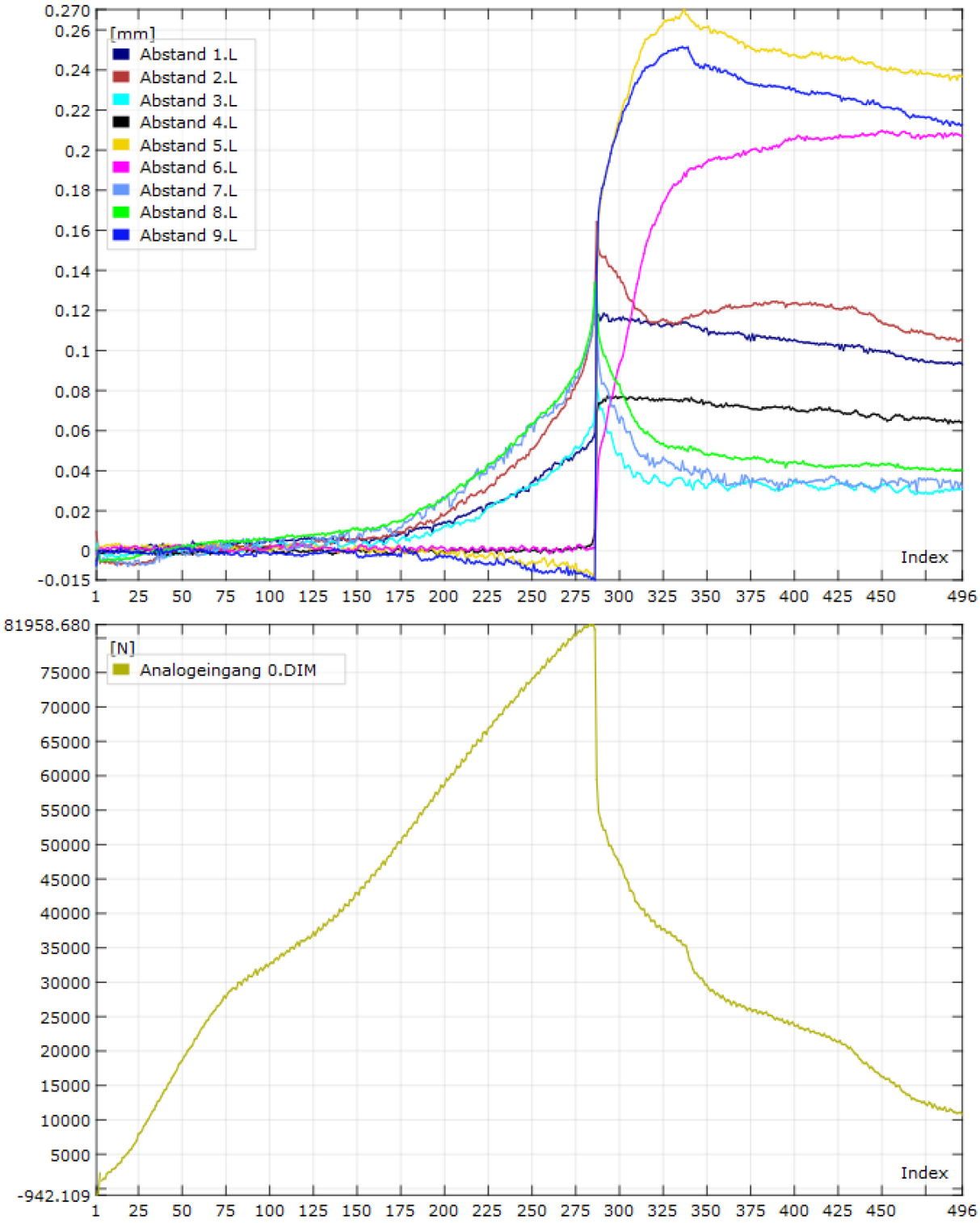
Rissbreiten bei maximaler Traglast



Maximal gemessene Rissbreiten (Nachbruchbereich)

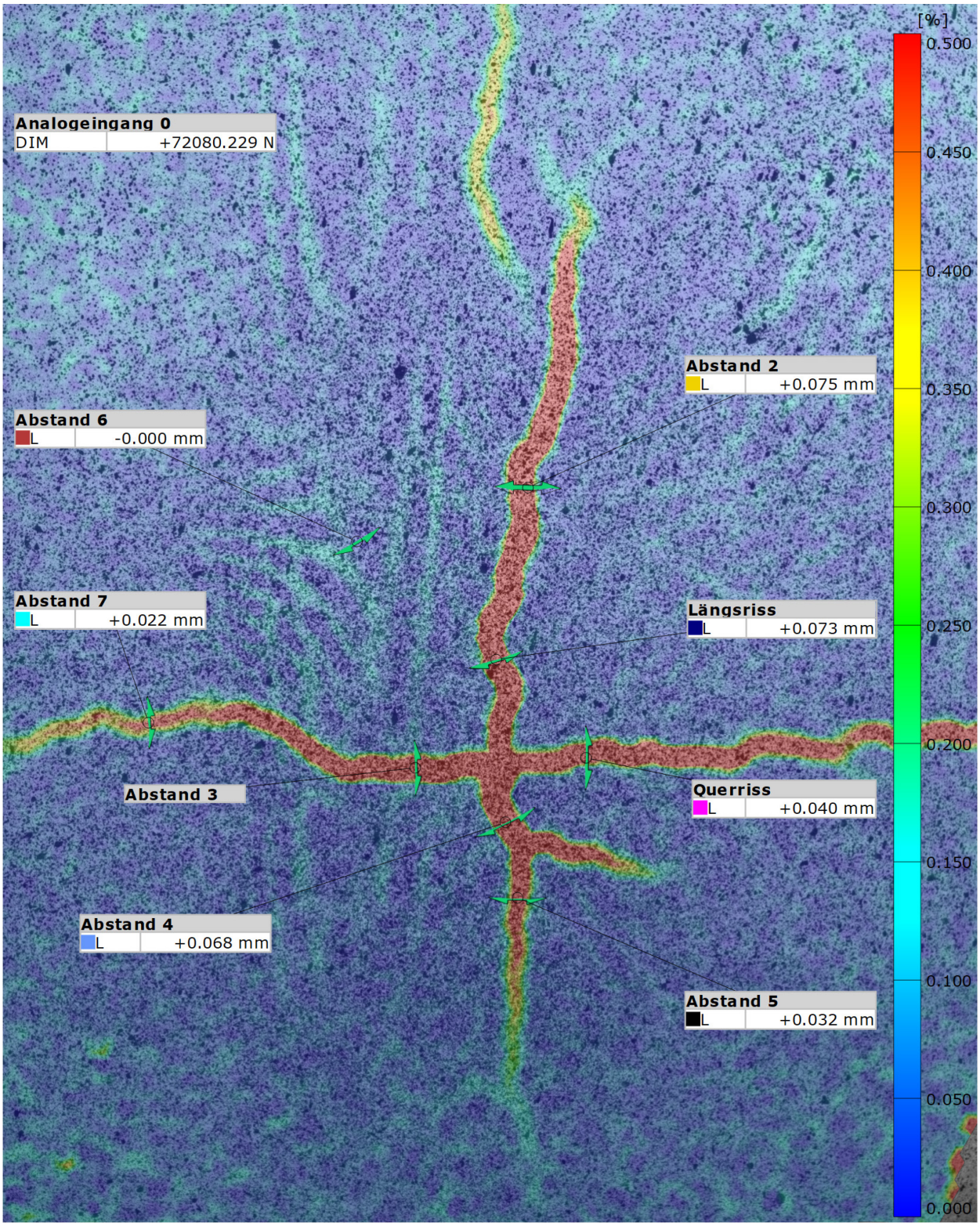


Rissbreitenentwicklung

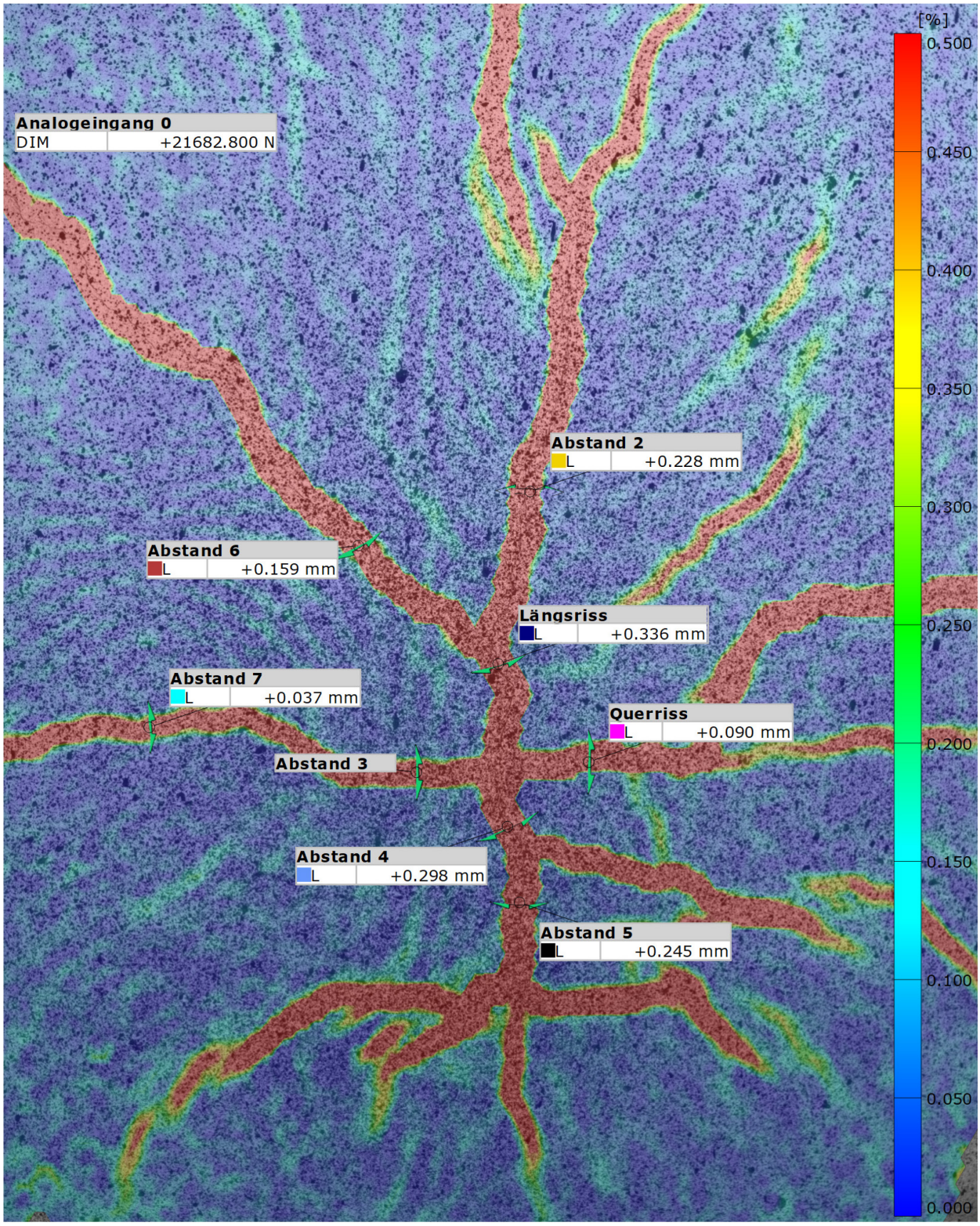


A.4.2 Versuchskörper BEc20b

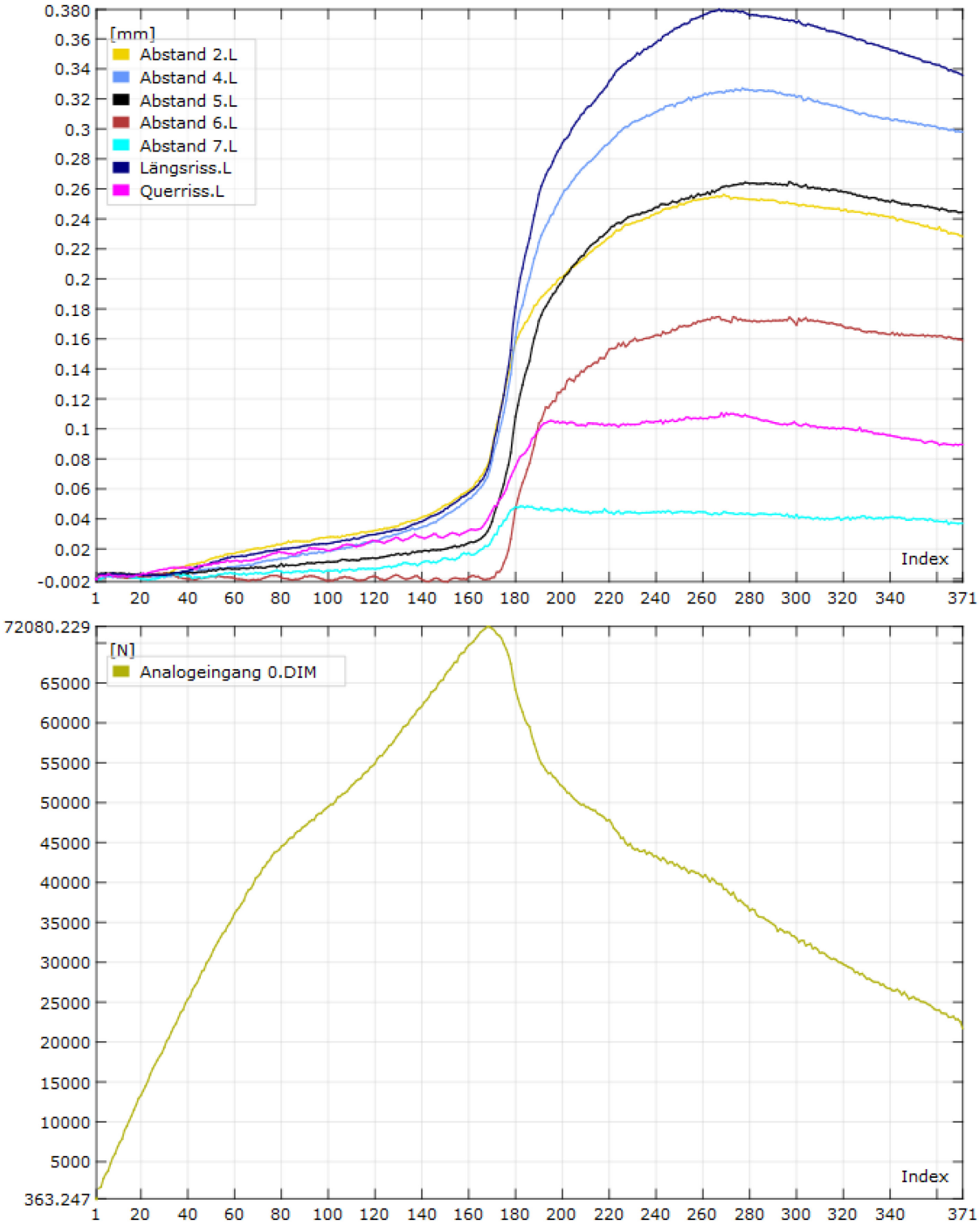
Rissbreiten bei maximaler Traglast



Maximal gemessene Rissbreiten (Nachbruchbereich)

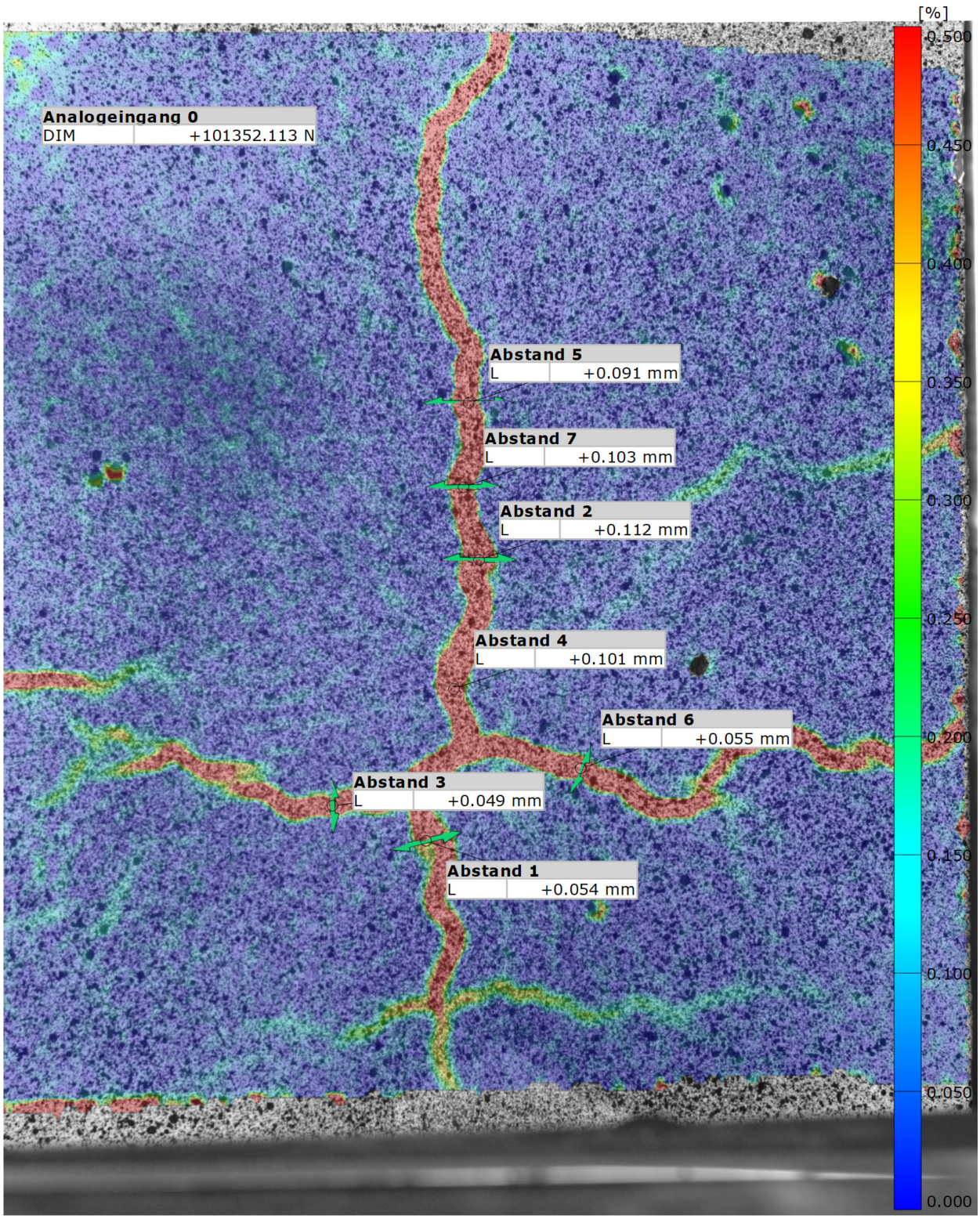


Rissbreitenentwicklung

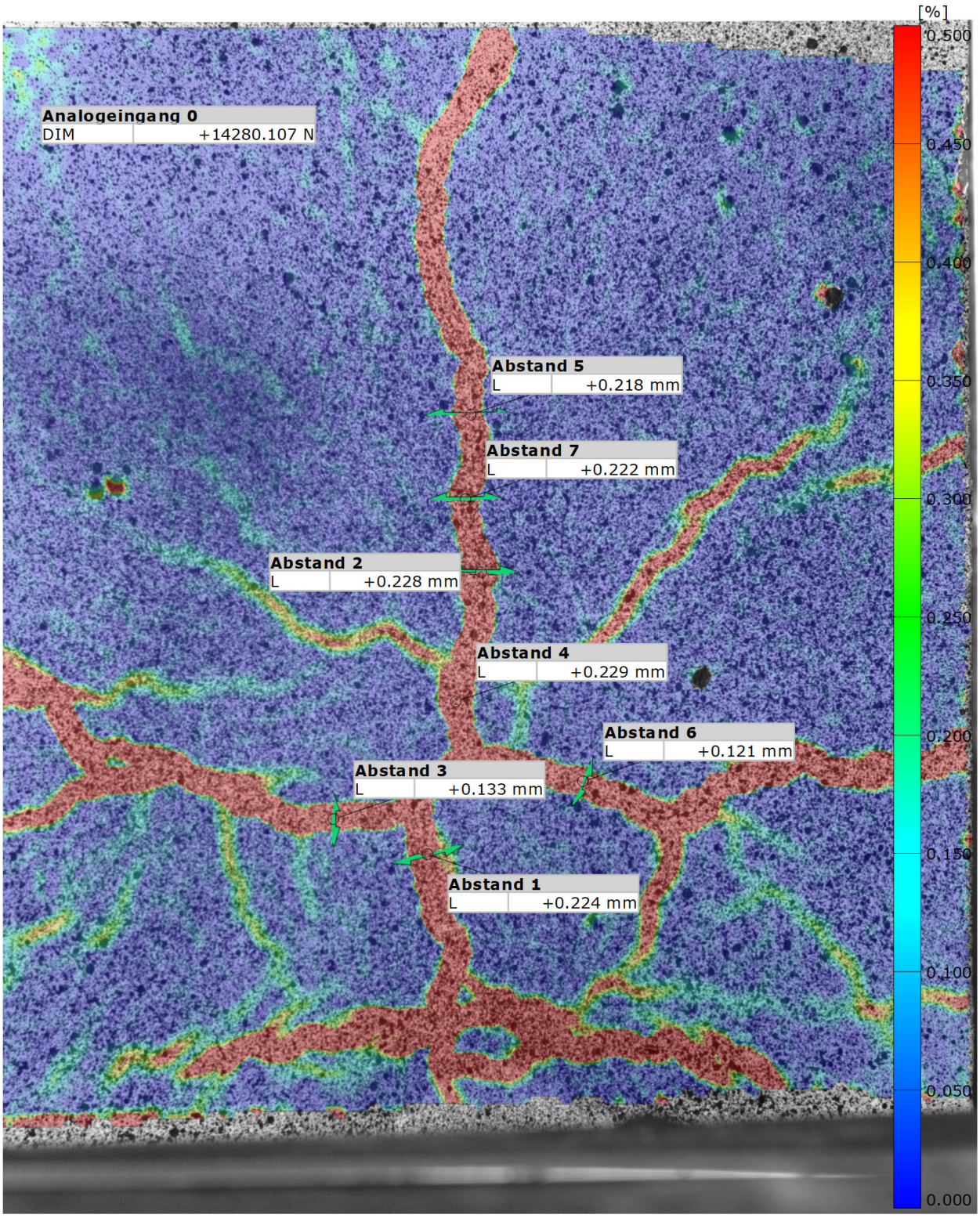


A.4.3 Versuchskörper BEc40a

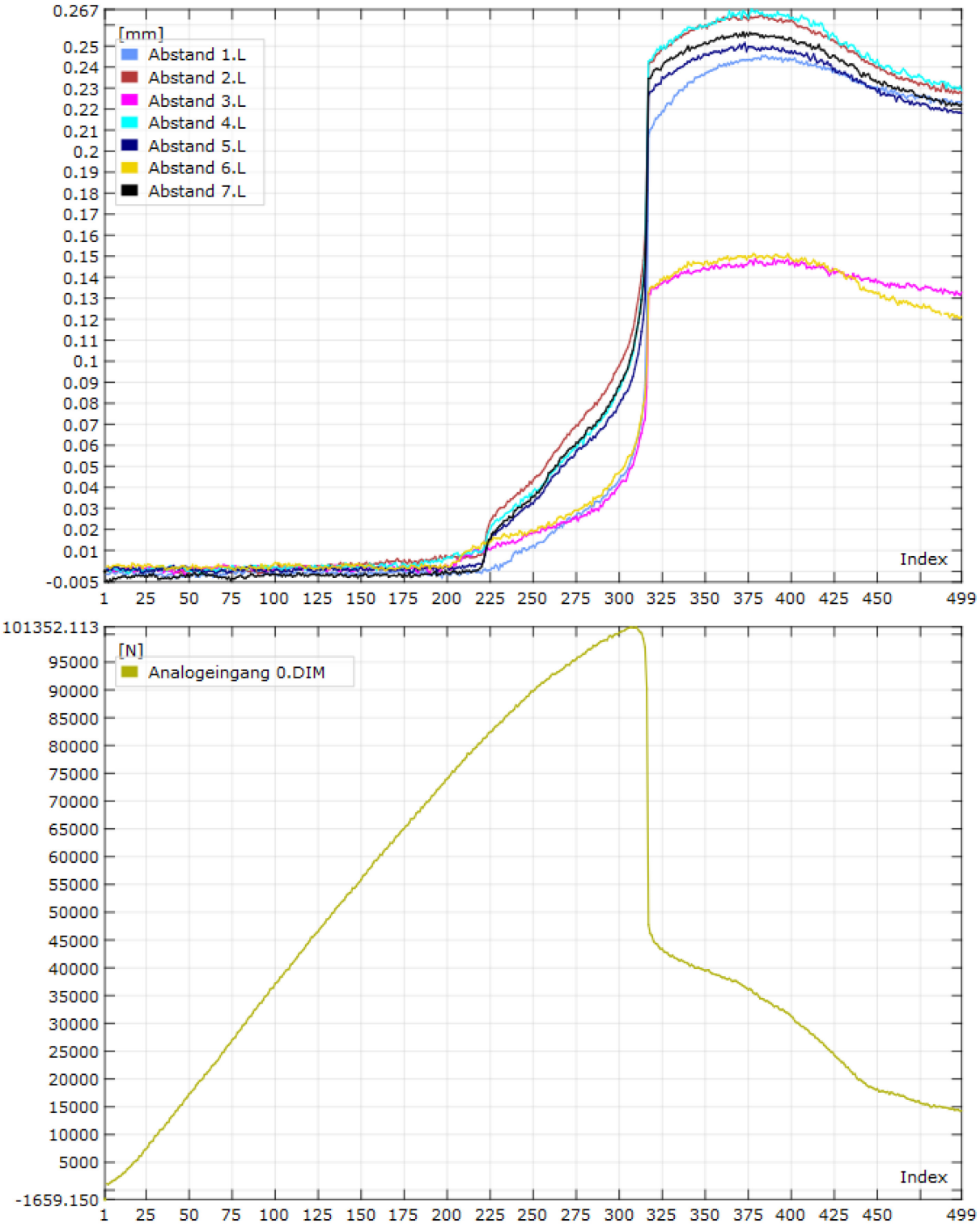
Rissbreiten bei maximaler Traglast



Maximal gemessene Rissbreiten (Nachbruchbereich)

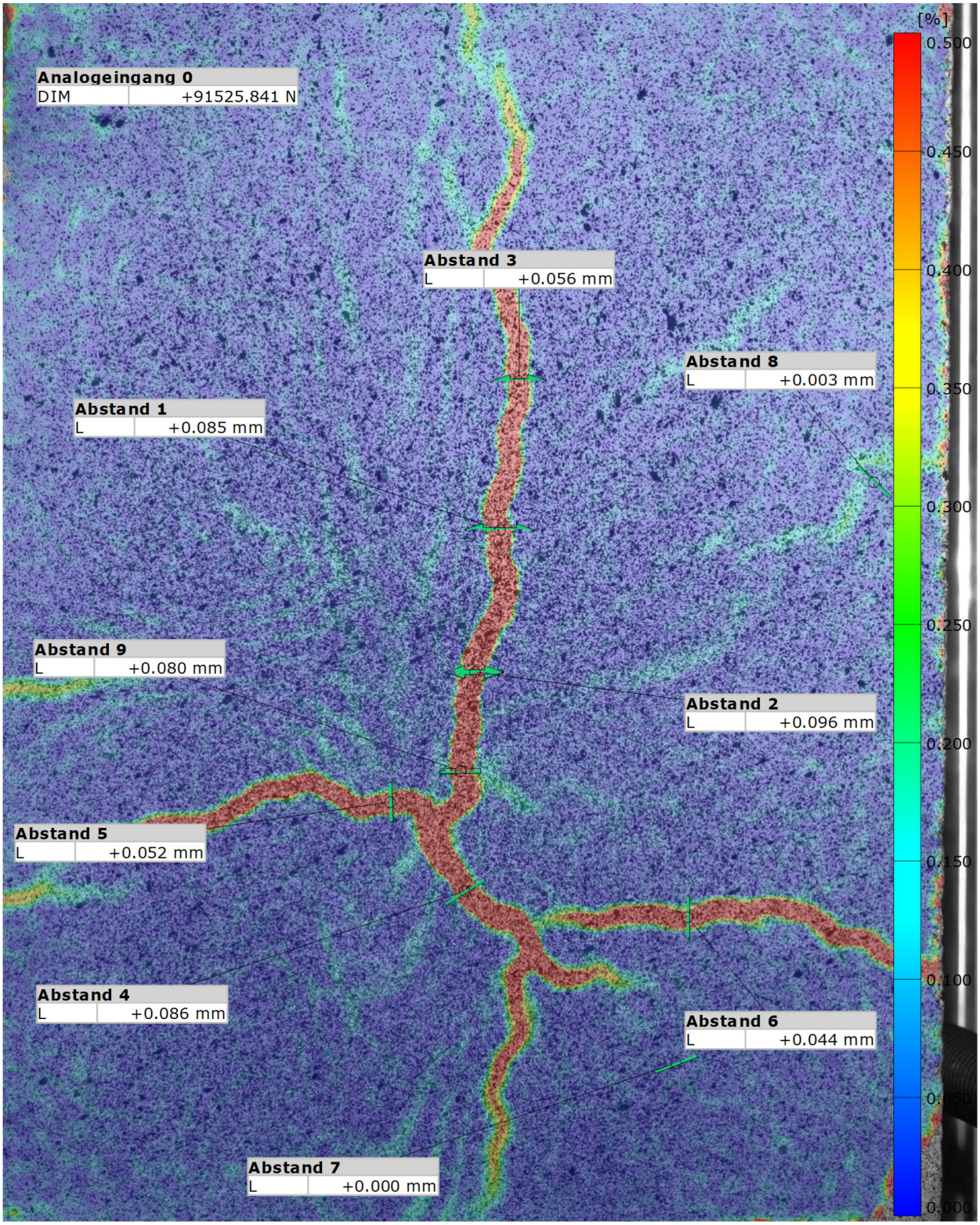


Rissbreitenentwicklung

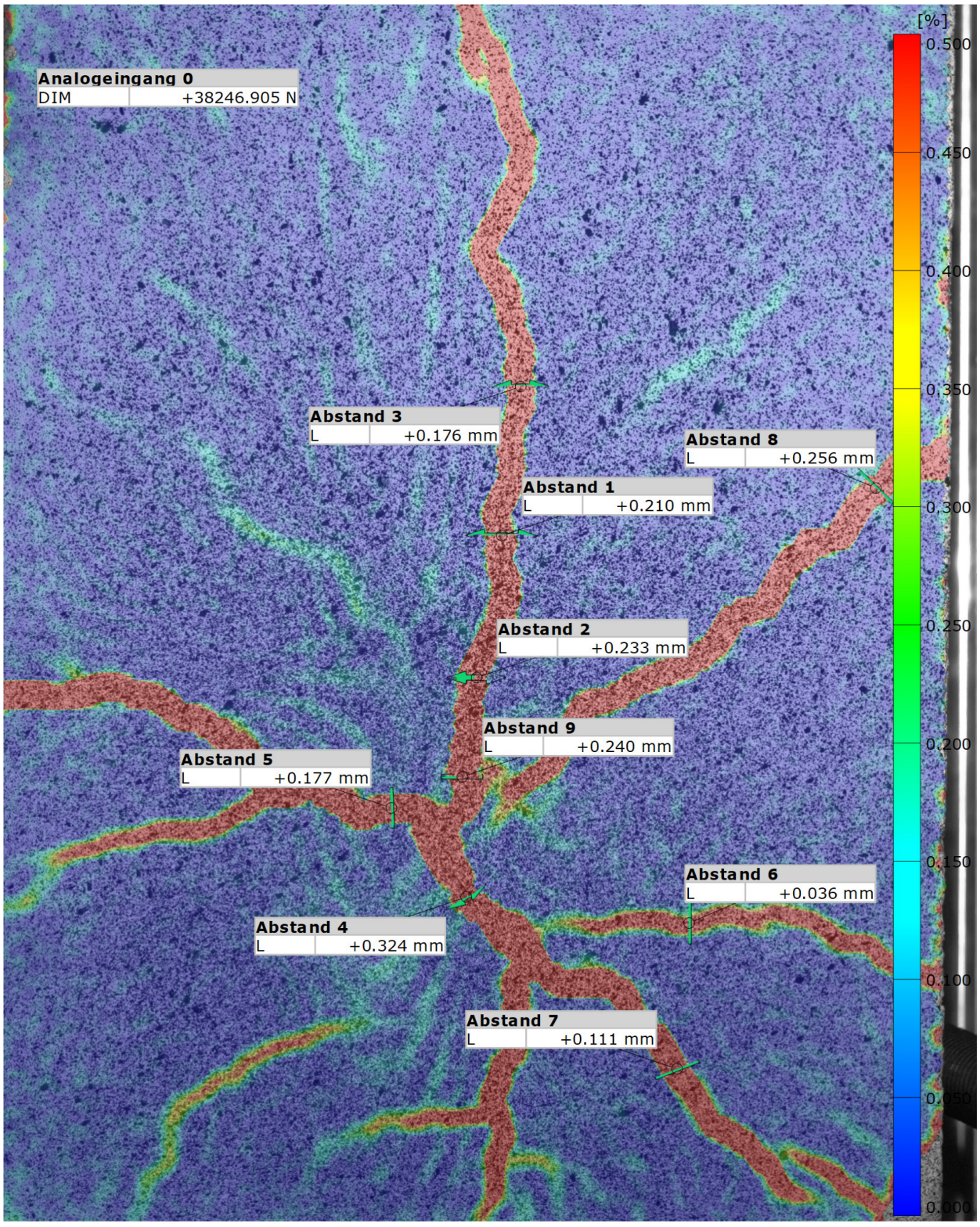


A.4.4 Versuchskörper BEc40b

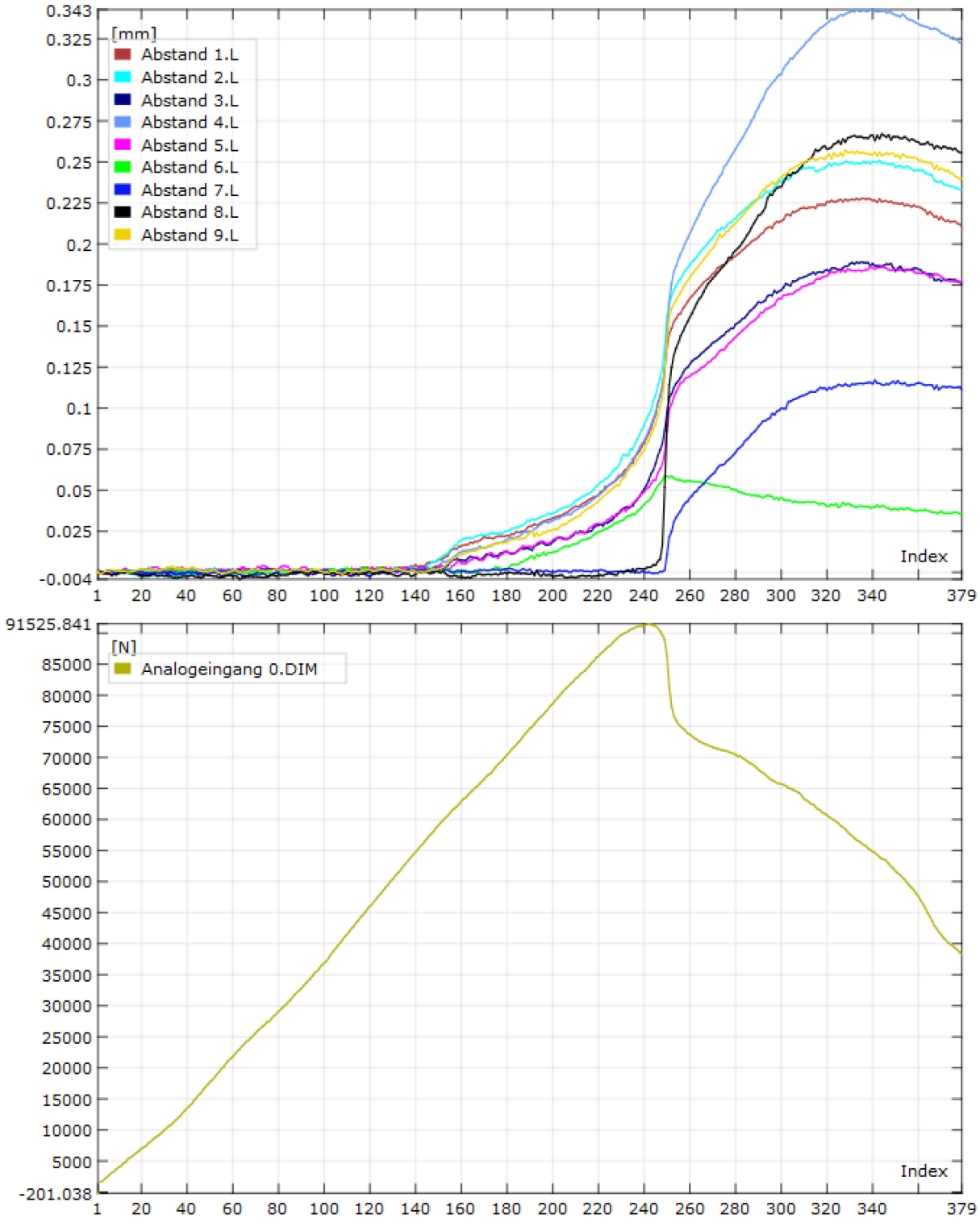
Rissbreiten bei maximaler Traglast



Maximal gemessene Rissbreiten (Nachbruchbereich)

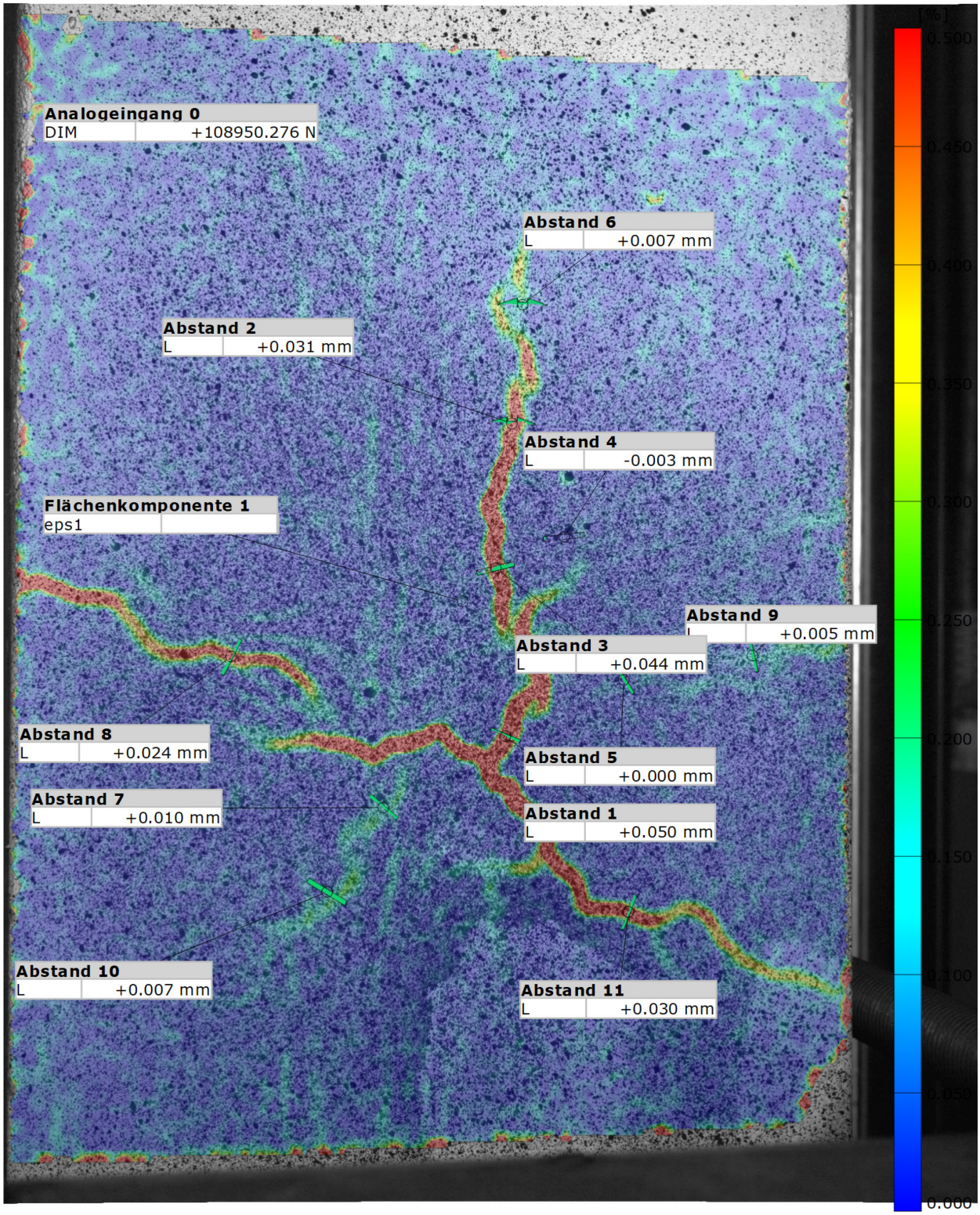


Rissbreitenentwicklung

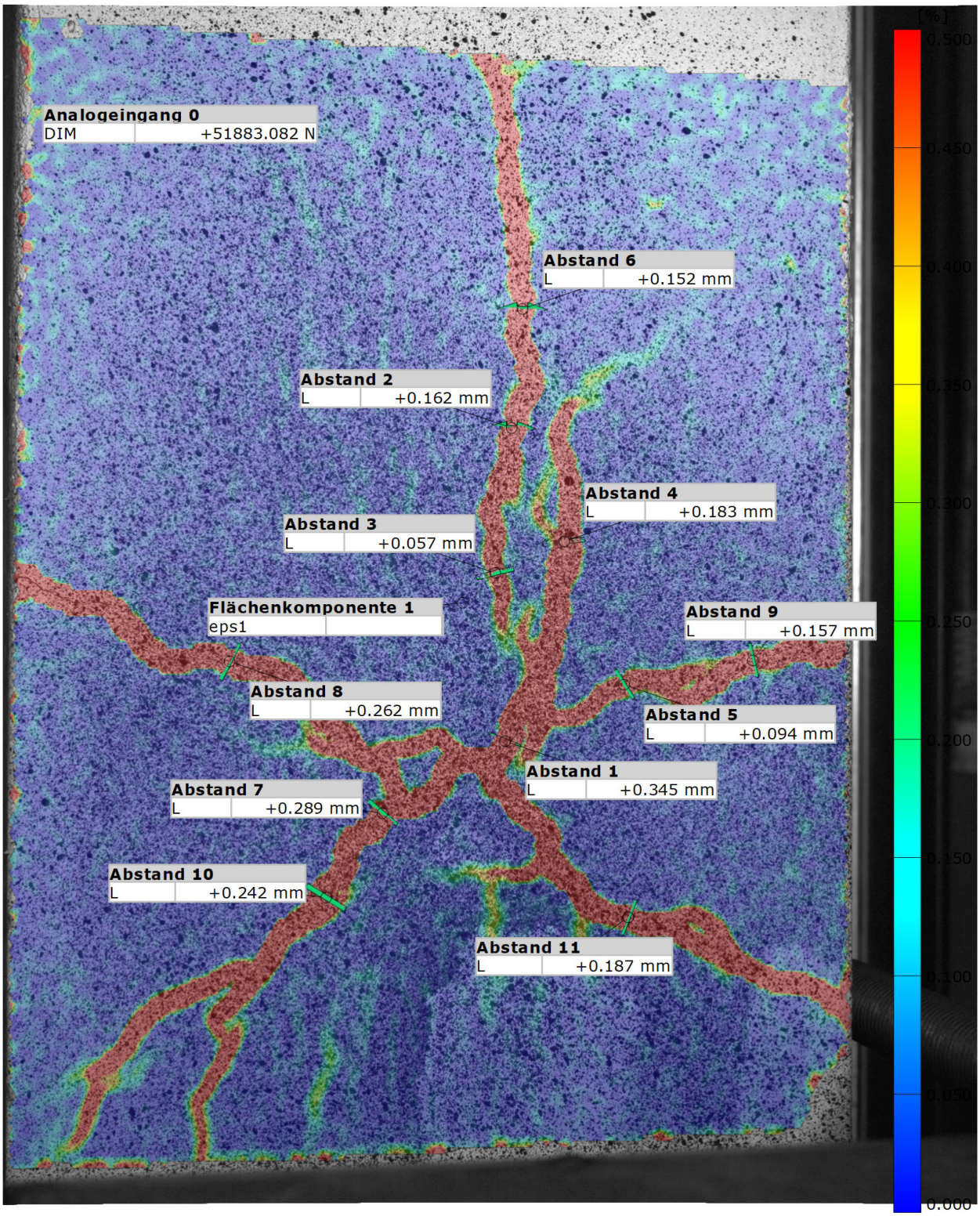


A.4.5 Versuchskörper BEc60a

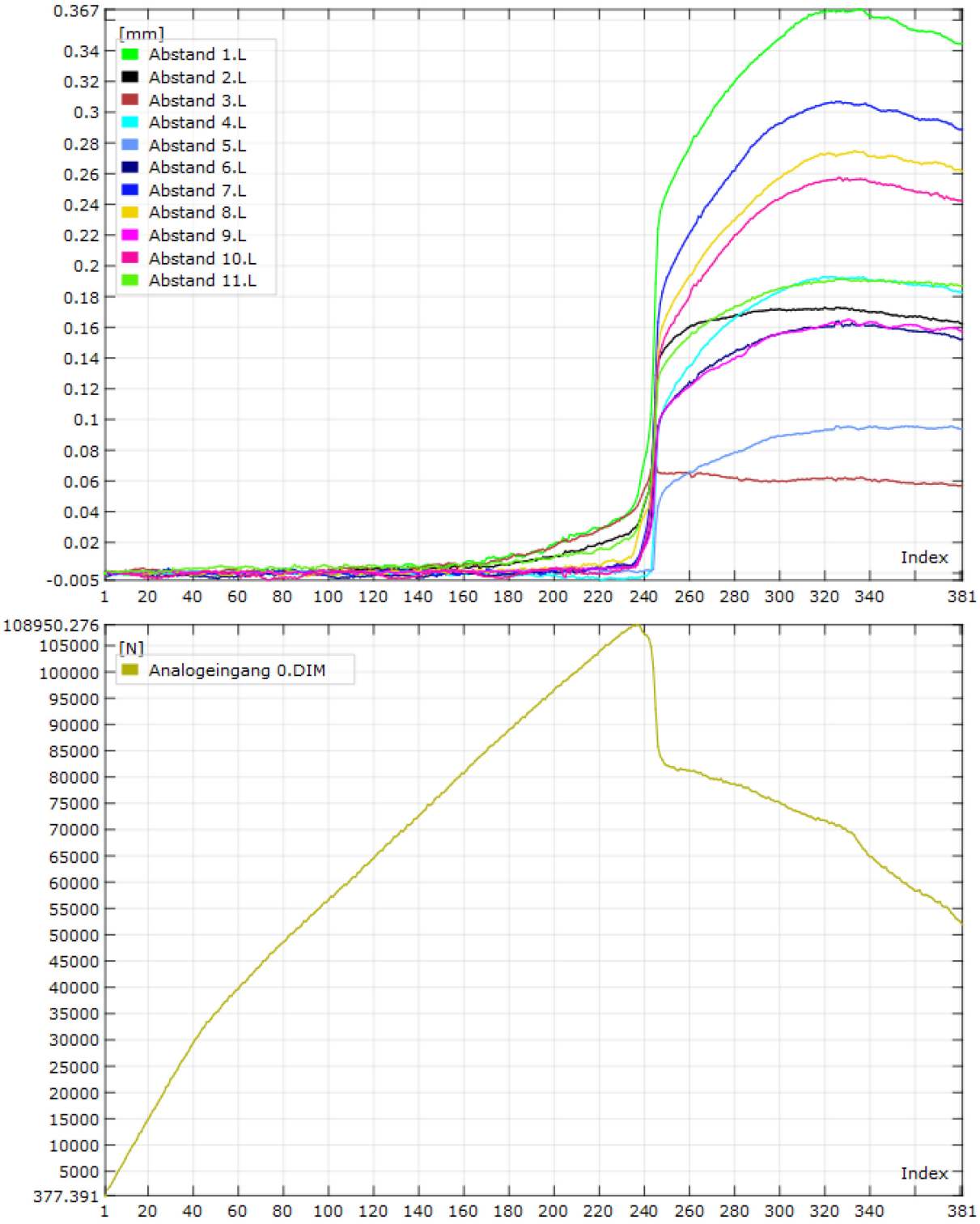
Rissbreiten bei maximaler Traglast



Maximal gemessene Rissbreiten (Nachbruchbereich)

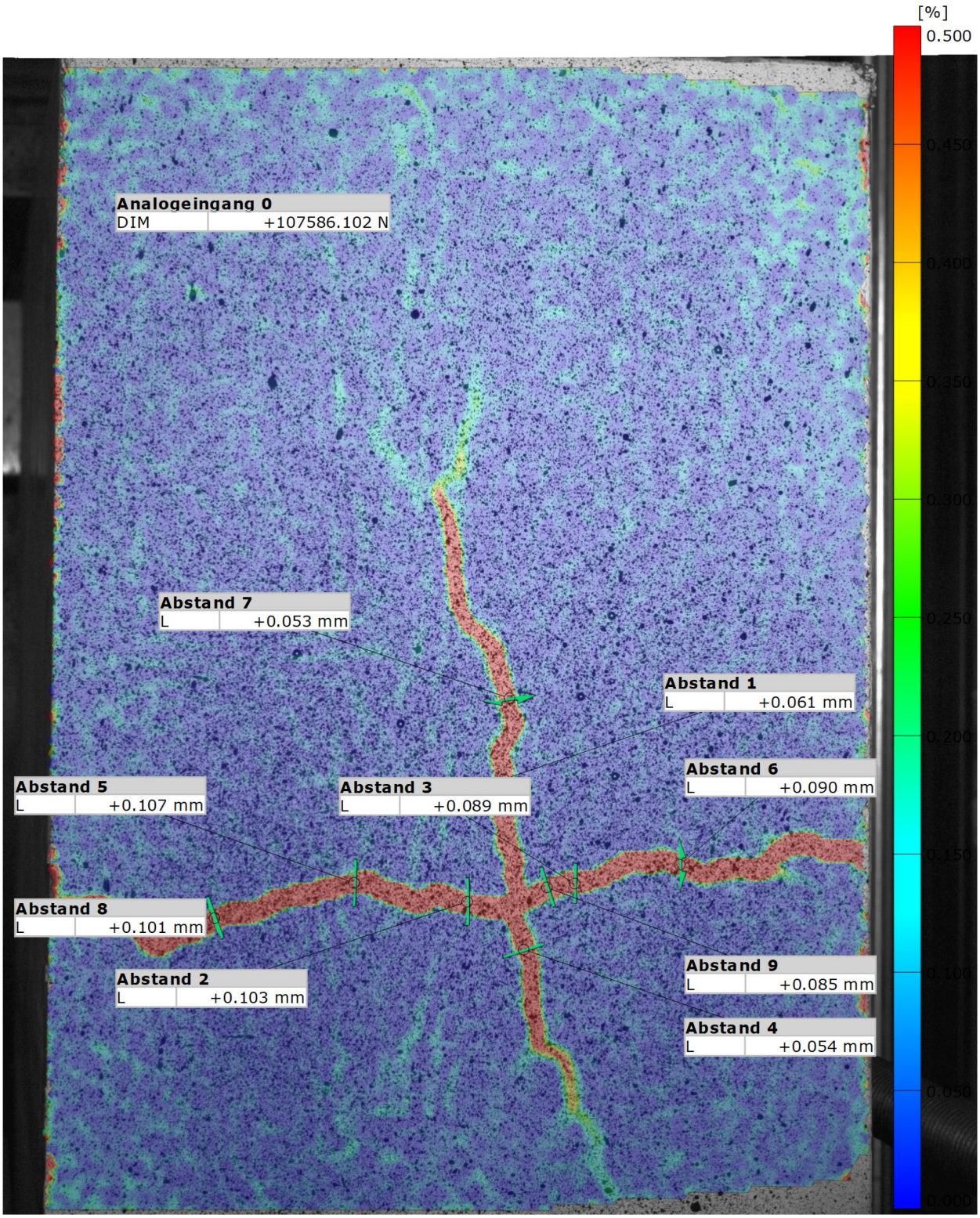


Rissbreitenentwicklung

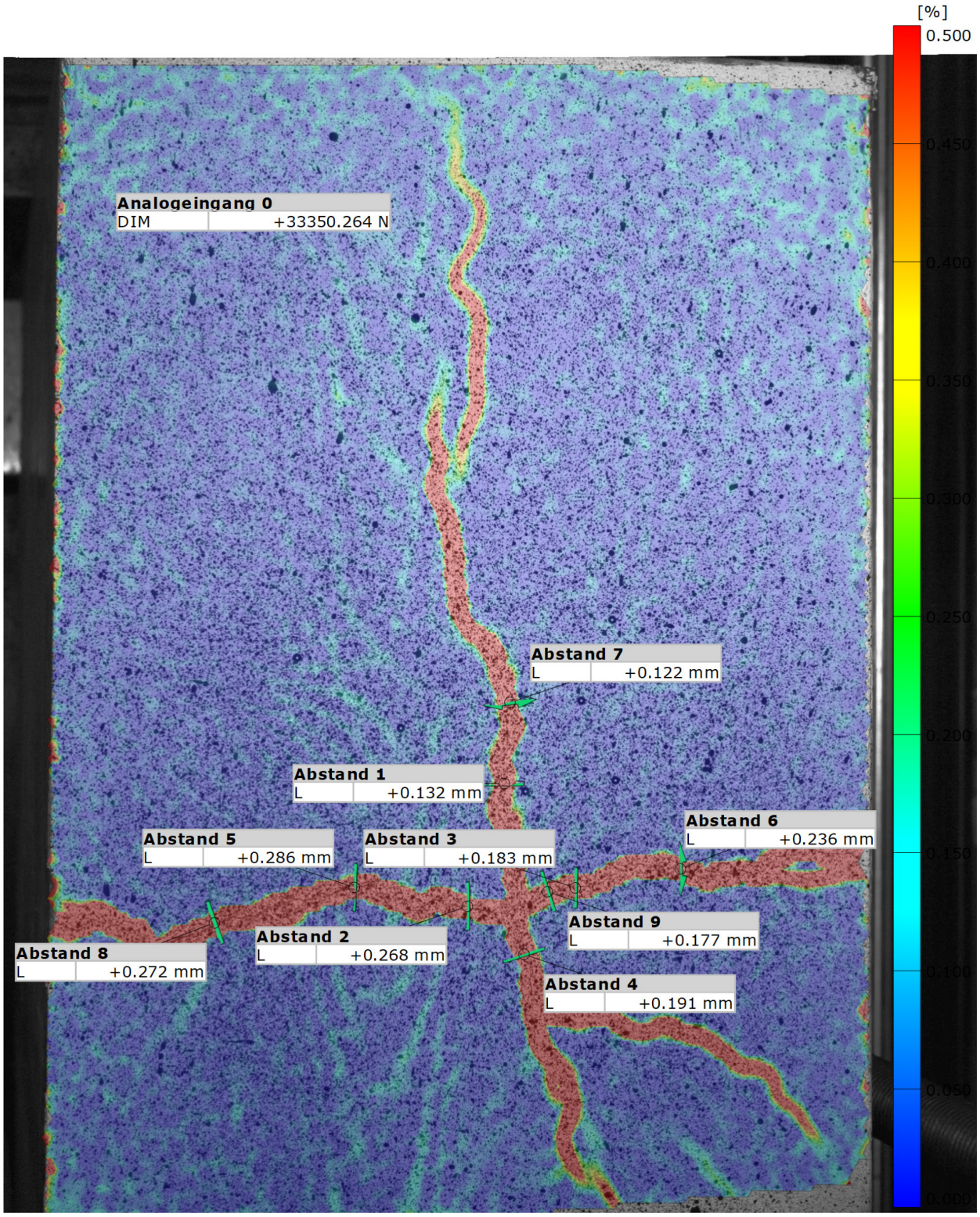


A.4.6 Versuchskörper BEc60b

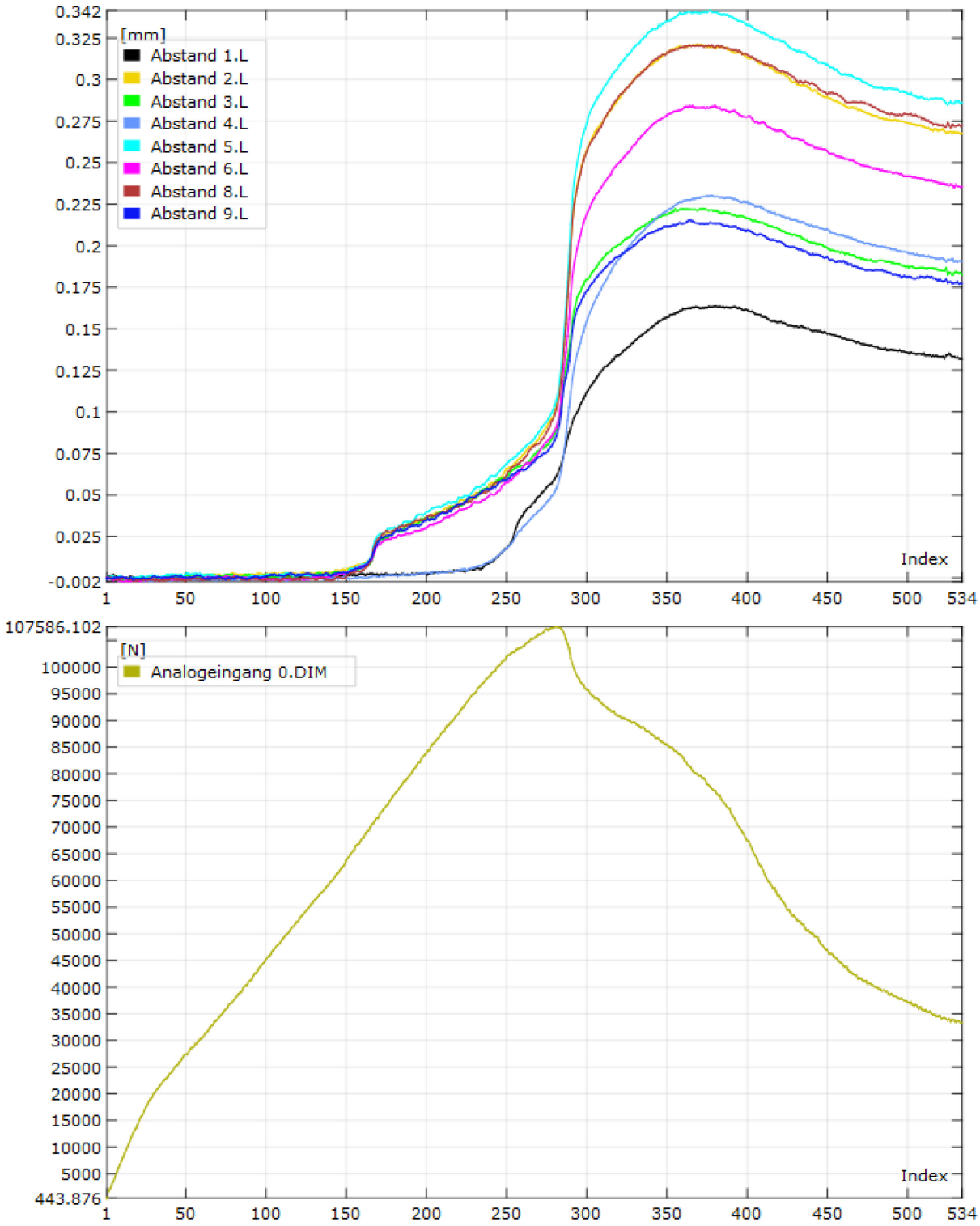
Rissbreiten bei maximaler Traglast



Maximal gemessene Rissbreiten (Nachbruchbereich)

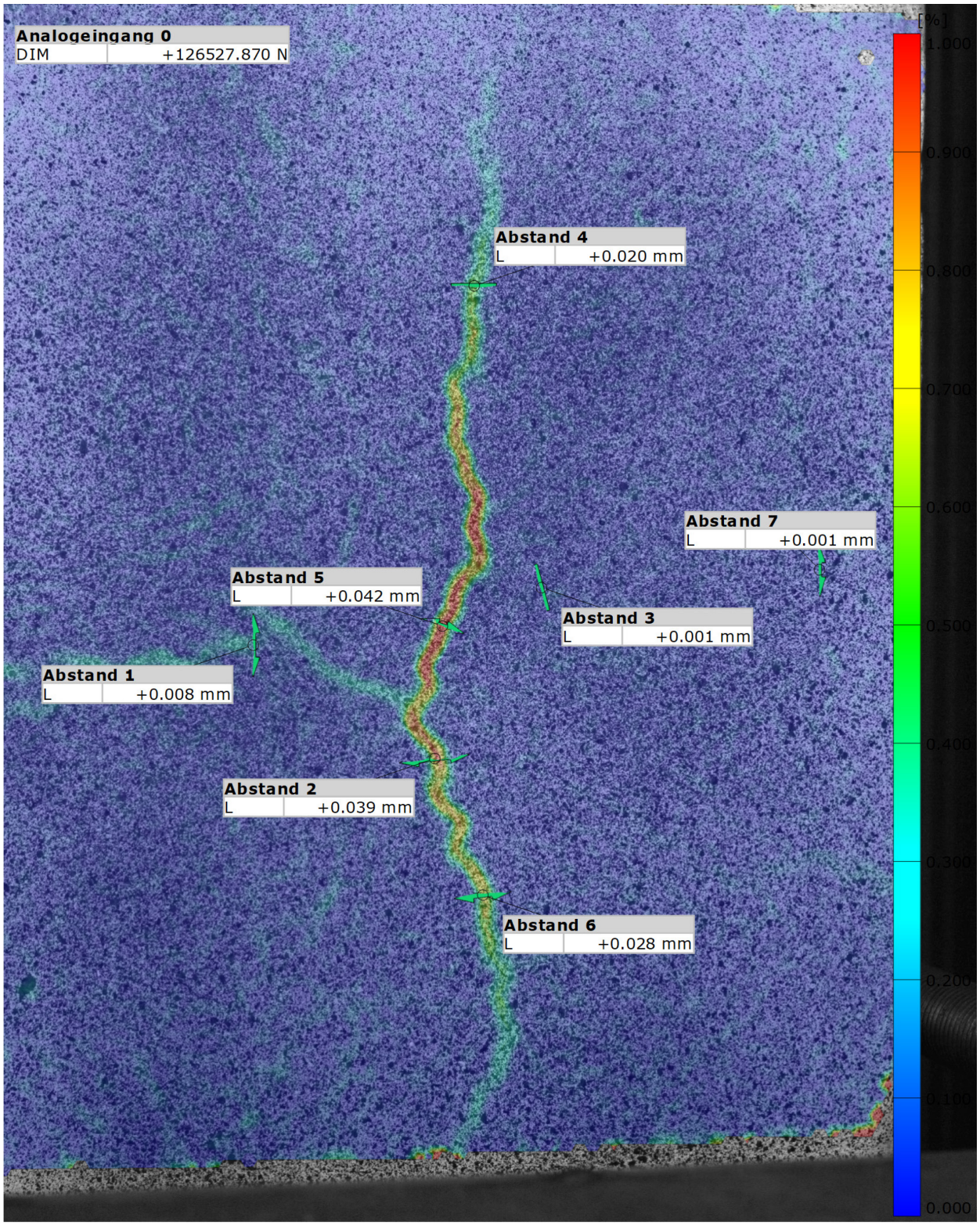


Rissbreitenentwicklung

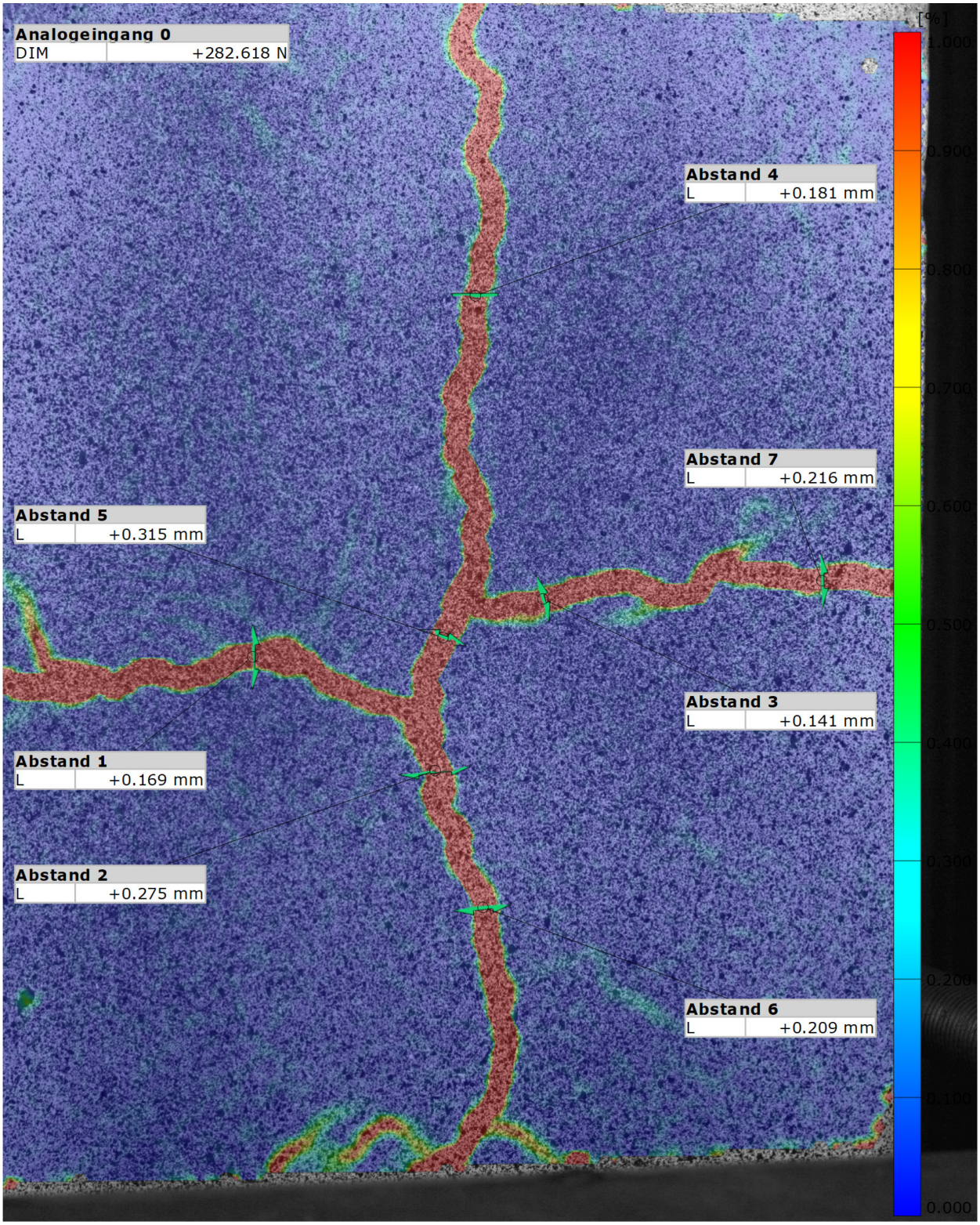


A.4.7 Versuchskörper BEc80a

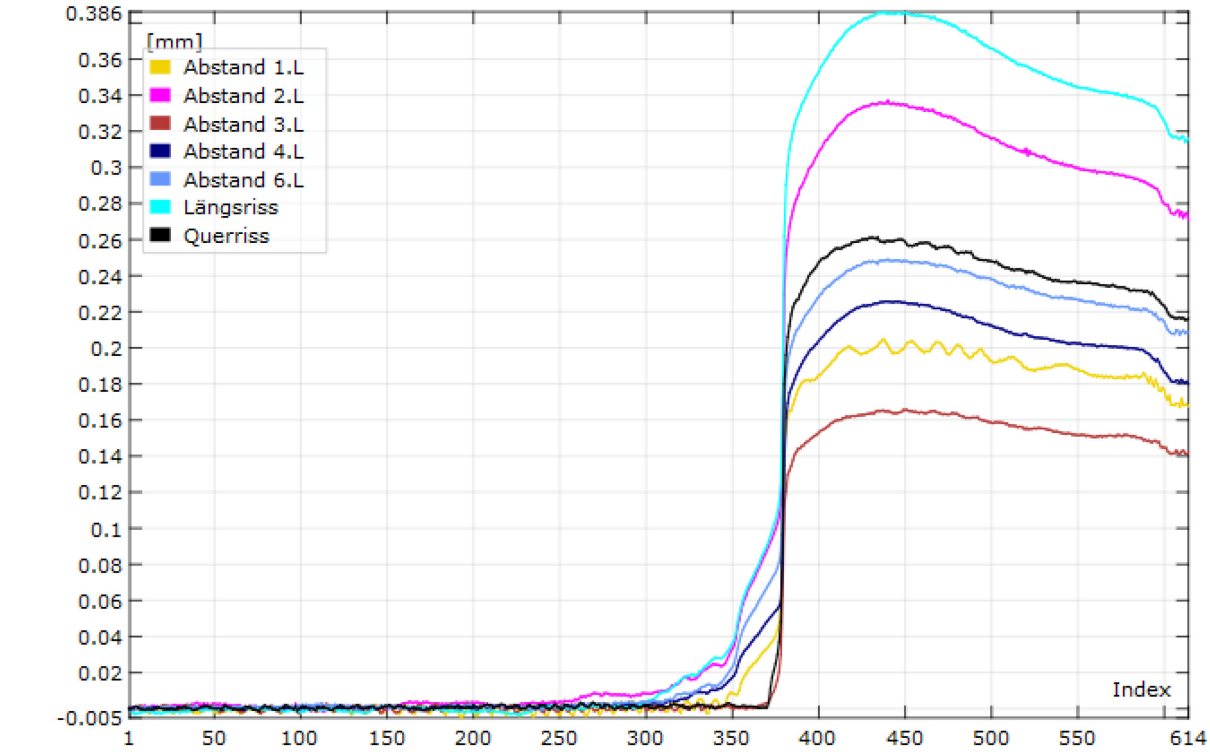
Rissbreiten bei maximaler Traglast

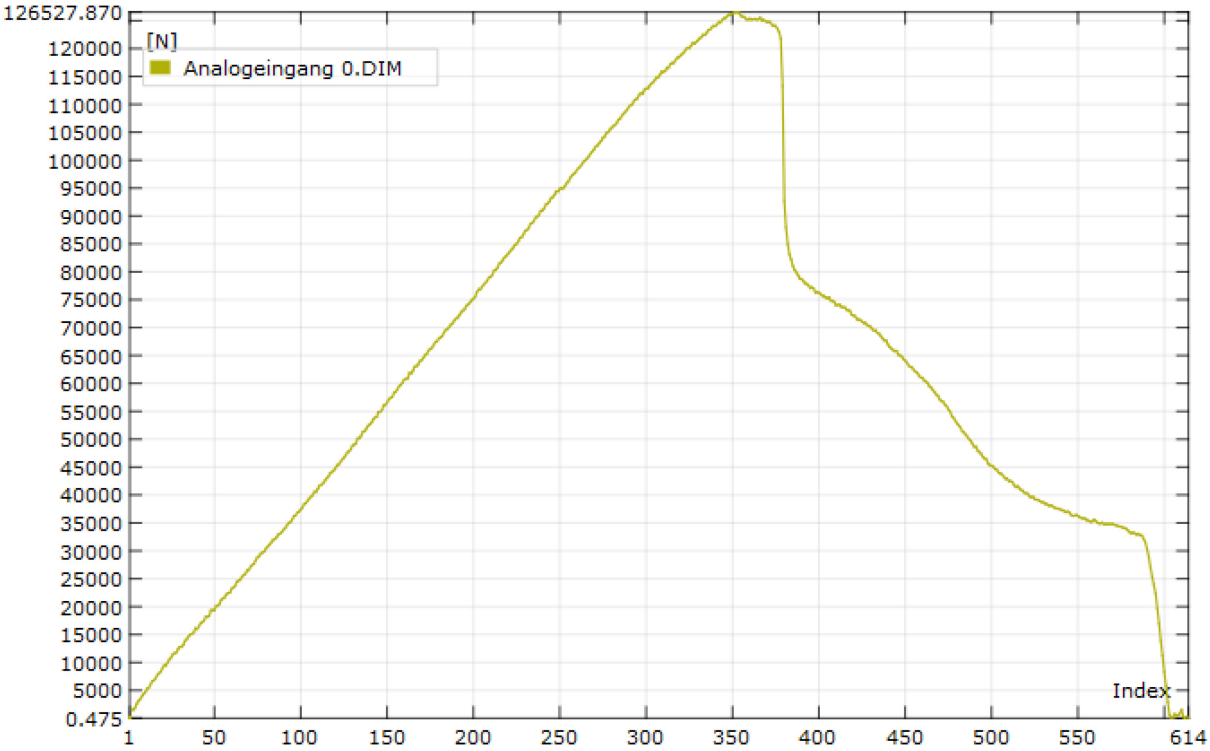


Maximal gemessene Rissbreiten (Nachbruchbereich)



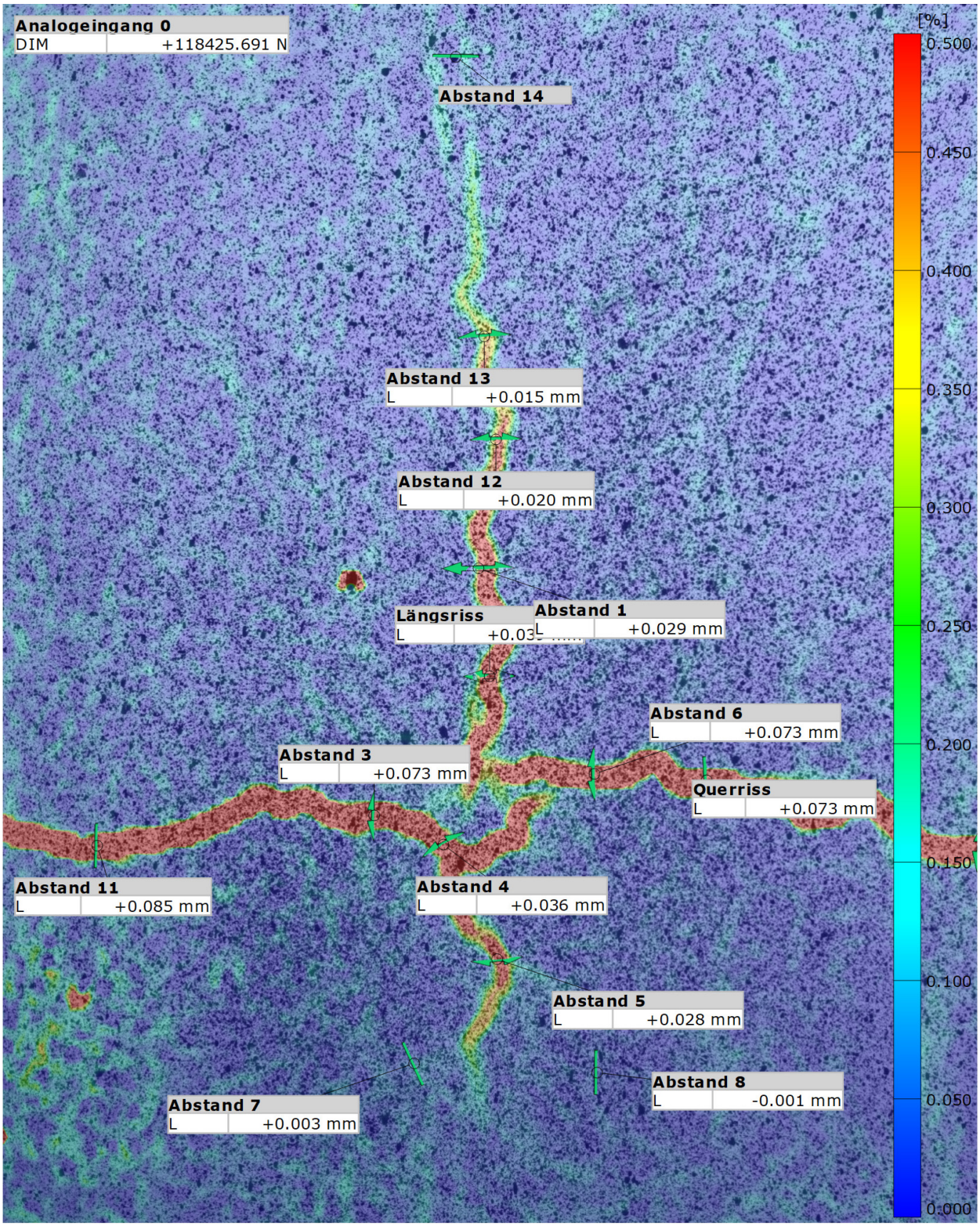
Rissbreitenentwicklung



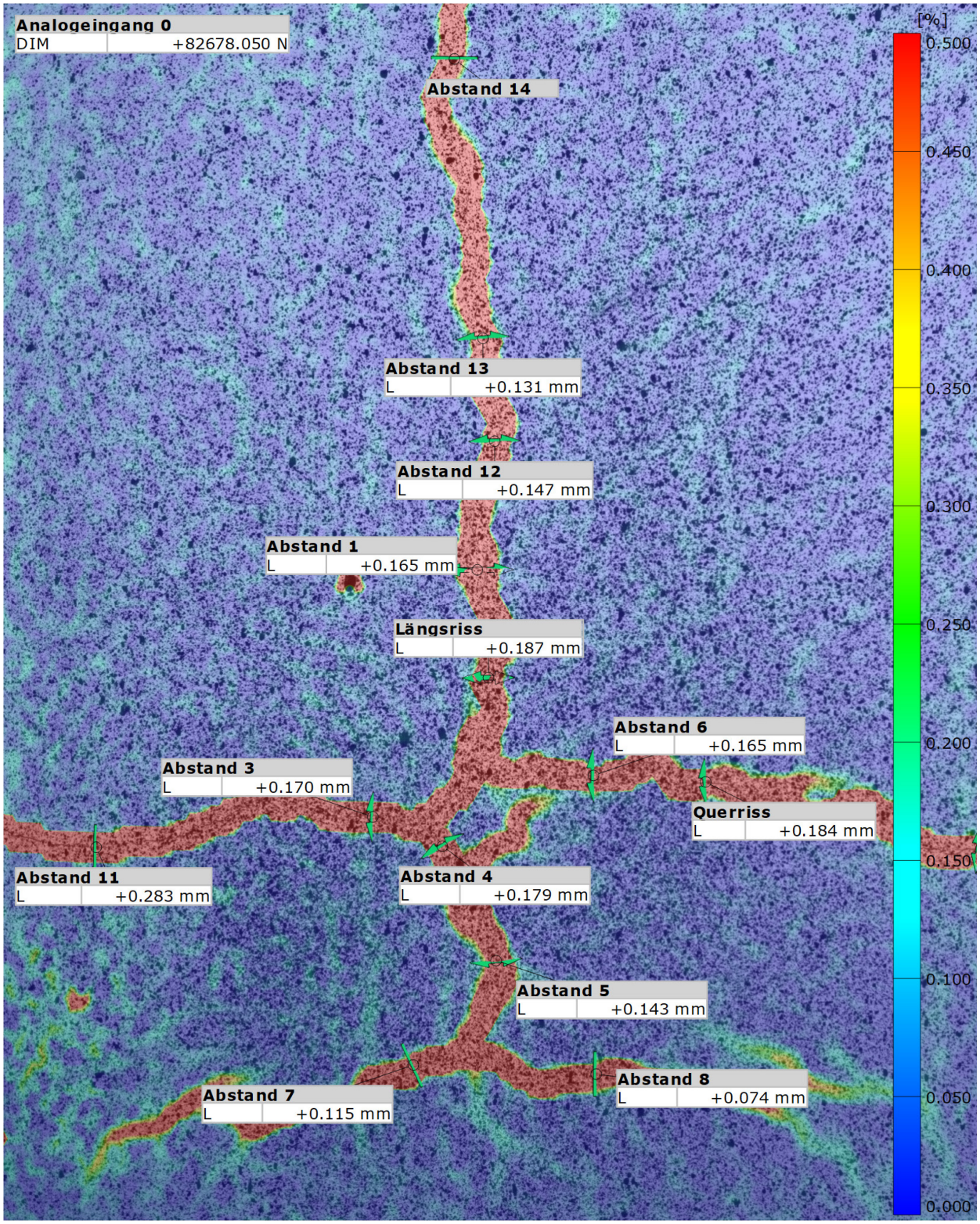


A.4.8 Versuchskörper BEc80b

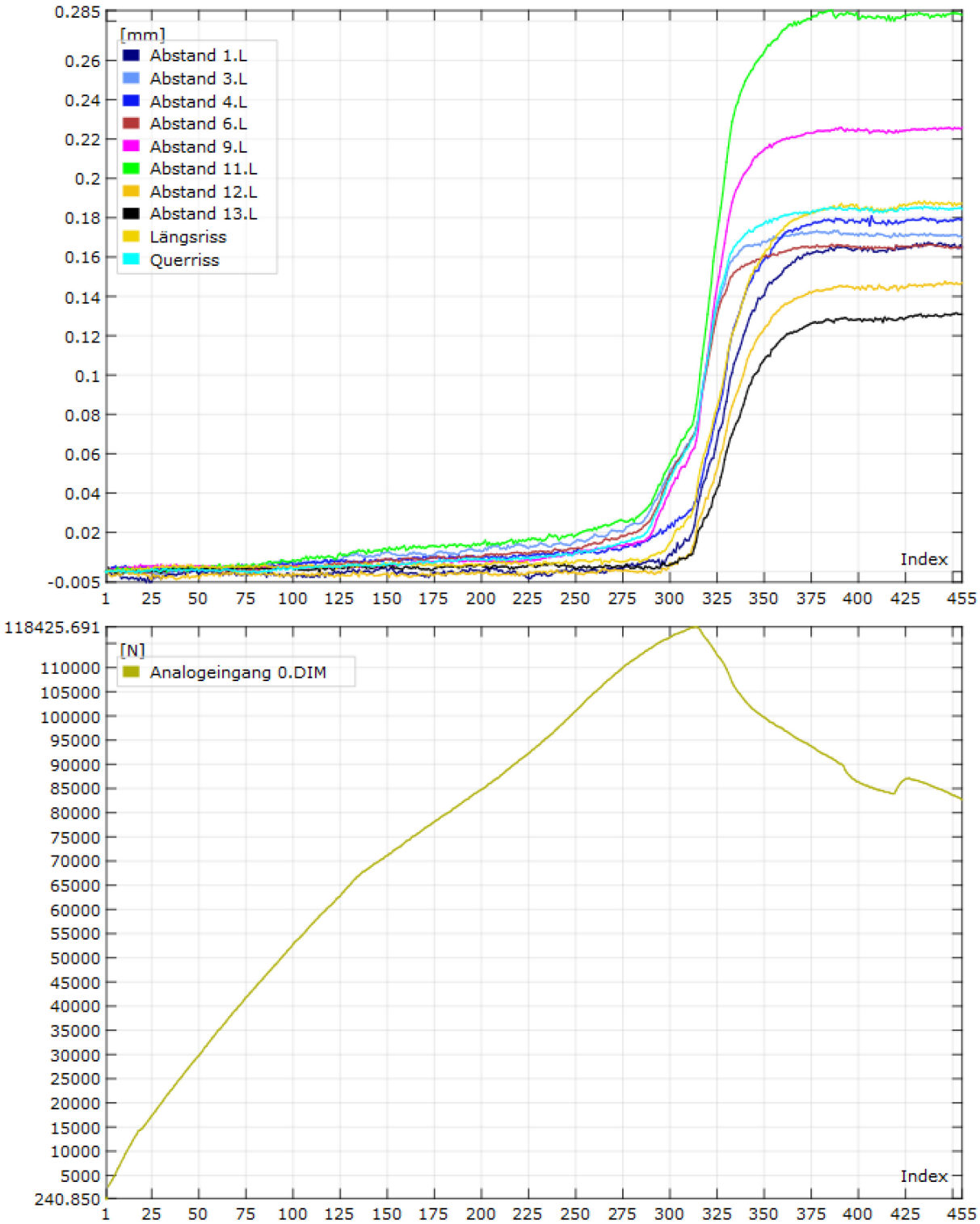
Rissbreiten bei maximaler Traglast



Maximal gemessene Rissbreiten (Nachbruchbereich)



Rissbreitenentwicklung



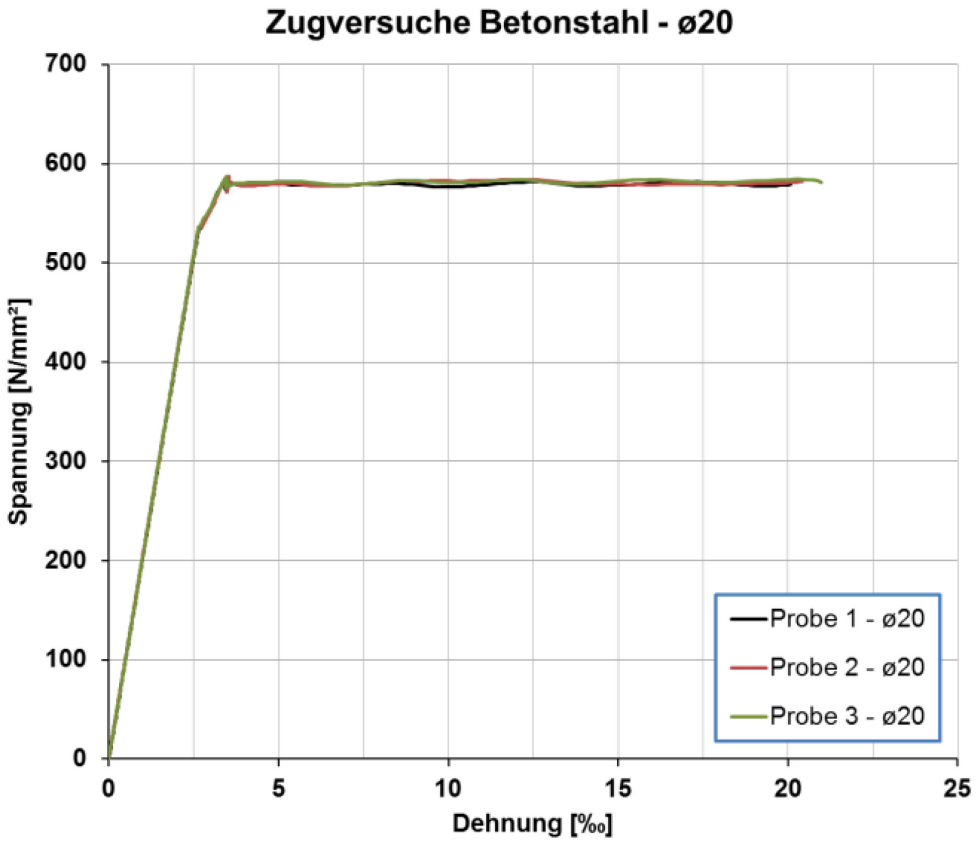
A.5 Eigenschaften des Frischbetons

angestrebte Zielfestigkeit	$f_{cm,cube}$ = 50 N/mm²)	$f_{cm,cube}$ = 35 N/mm²)	$f_{cm,cube}$ = 60 N/mm²)
Zementsorte	CEM I 32,5 R	CEM I 32,5 R	CEM I 42,5 R
Zementmenge	456 kg/m³	316 kg/m³	498 kg/m³
Zugabewasser	180 kg/m³	179 kg/m³	181 kg/m³
Oberflächenfeuchte	13 kg/m³	14 kg/m³	13 kg/m³
Körnung 0-2	598 kg/m³	640 kg/m³	585 kg/m³
Körnung 2-8	579 kg/m³	619 kg/m³	566 kg/m³
Körnung 8-16	578 kg/m³	618 kg/m³	565 kg/m³
w/z - Wert	0,42	0,61	0,39
Konsistenzklasse	F3	F3	F3

A.6 Übersicht der verwendeten Betonchargen

Charge	Versuchskörper	$f_{cm,cube}$ [N/mm²]	Betonierdatum
1	BEc20a, BEc40a, BEc60a, BEc80a	50	14.03.2017
2	BEc20b, BEc40b, BEc60b, BEc80b	50	21.03.2017
3	BEc40a2025	35	04.05.2017
4	BEc40a4555	60	04.05.2017

A.7 Spannungs-Dehnungs-Linie desverwendeten Betonstahls Ø20



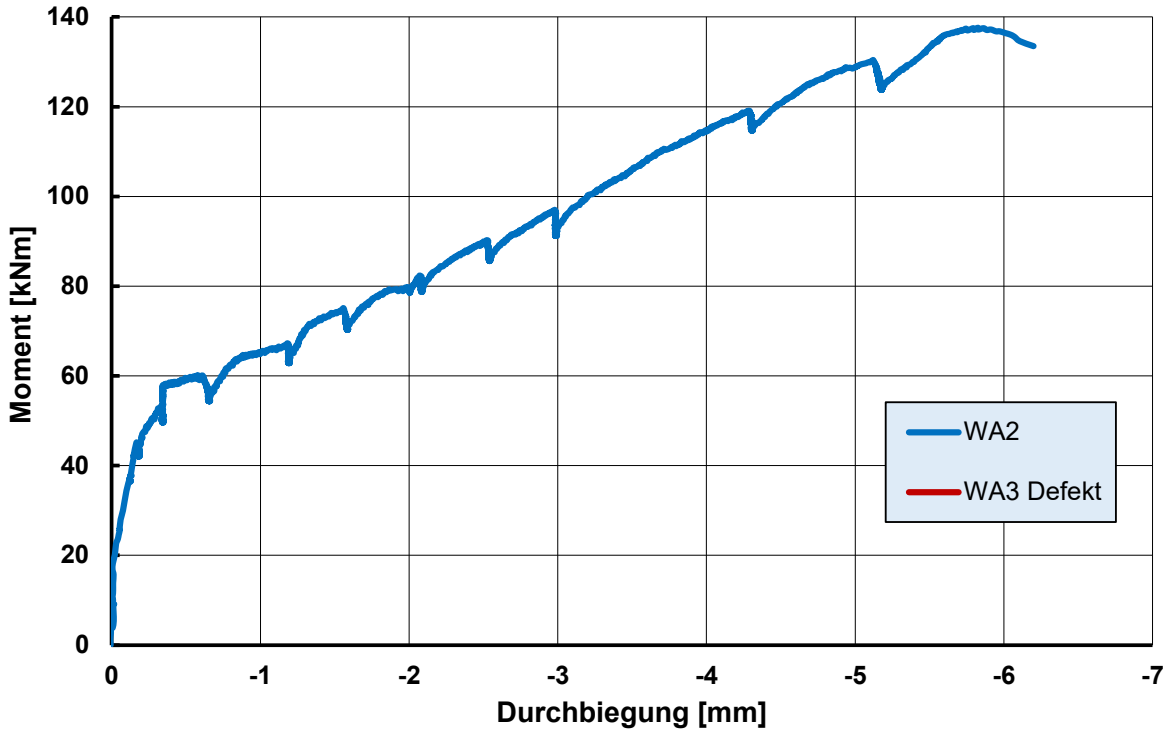
A.8 Umrechnung der mittleren Würfeldruckfestigkeit in die mittlere Zugfestigkeit / Abgleich mit der an Prüfkörpern ermittelten Spaltzugfestigkeit

Versuchskörper	BEc20a	BEc20b	BEc40a	BEc40b	BEc60a	BEc60b	BEc80a	BEc80b
$f_{cm,cube,\ Versuchstag}$ [N/mm²]	52,55	50,16	52,55	50,16	52,55	50,16	52,55	50,16
$f_{cm,cyl} = 0{,}82\ f_{cm,cube}$ [N/mm²]	43,09	41,13	43,09	41,13	43,09	41,13	43,09	41,13
$f_{ck} = f_{cm,cyl} - 4$ [N/mm²]	39,09	37,13	39,03	37,13	39,09	37,13	39,09	37,13
$f_{ctm} = 0{,}30\ f_{ck}^{2/3}$ [N/mm²]	3,46	3,34	3,46	3,34	3,46	3,34	3,46	3,34
$f_{ctm,spalt,\ Versuchstag}$ [N/mm²]	3,36	3,19	3,36	3,19	3,36	3,19	3,36	3,19

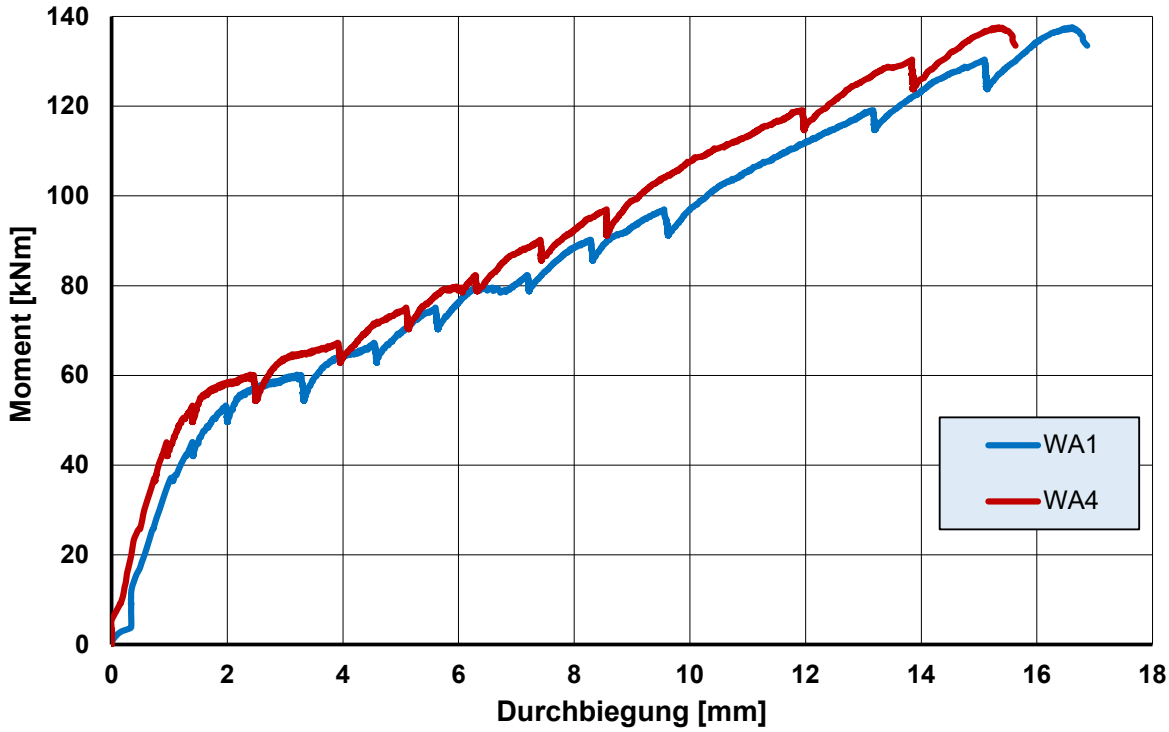
B Anhang Vierpunktbiegeversuche

B.1 Ergebnisse Versuchsträger B1

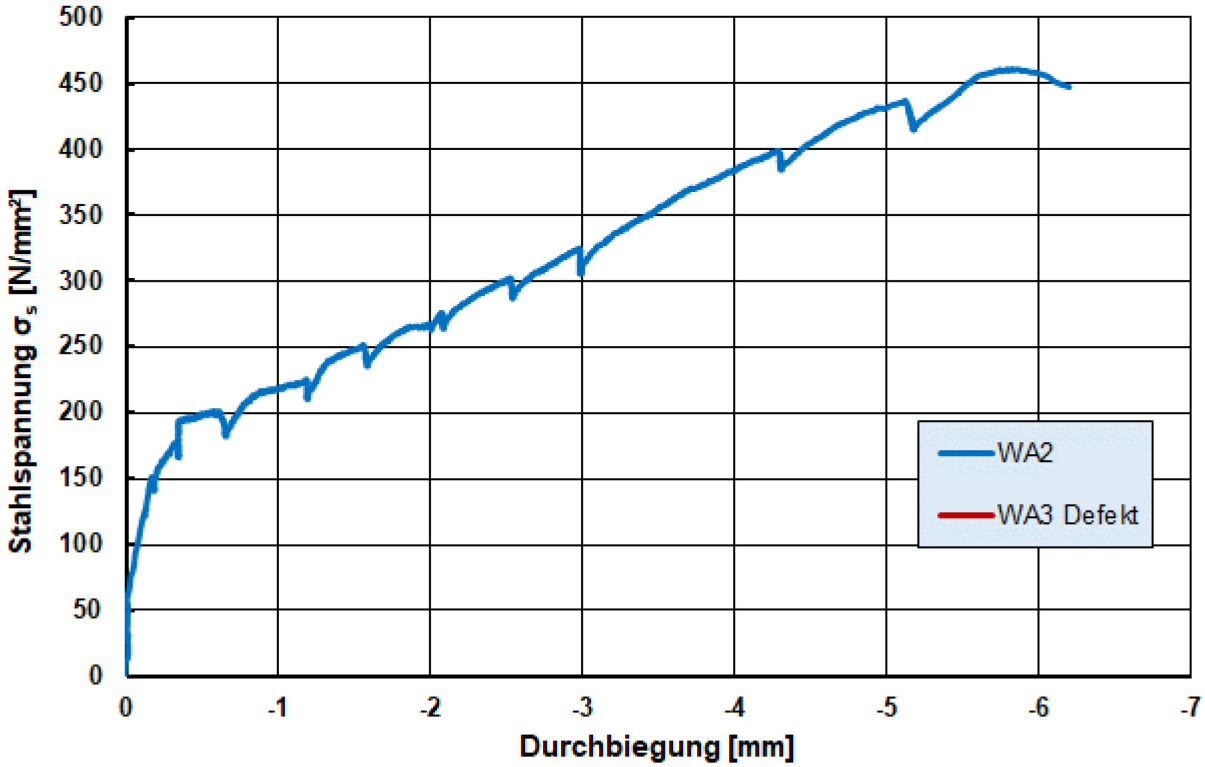
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



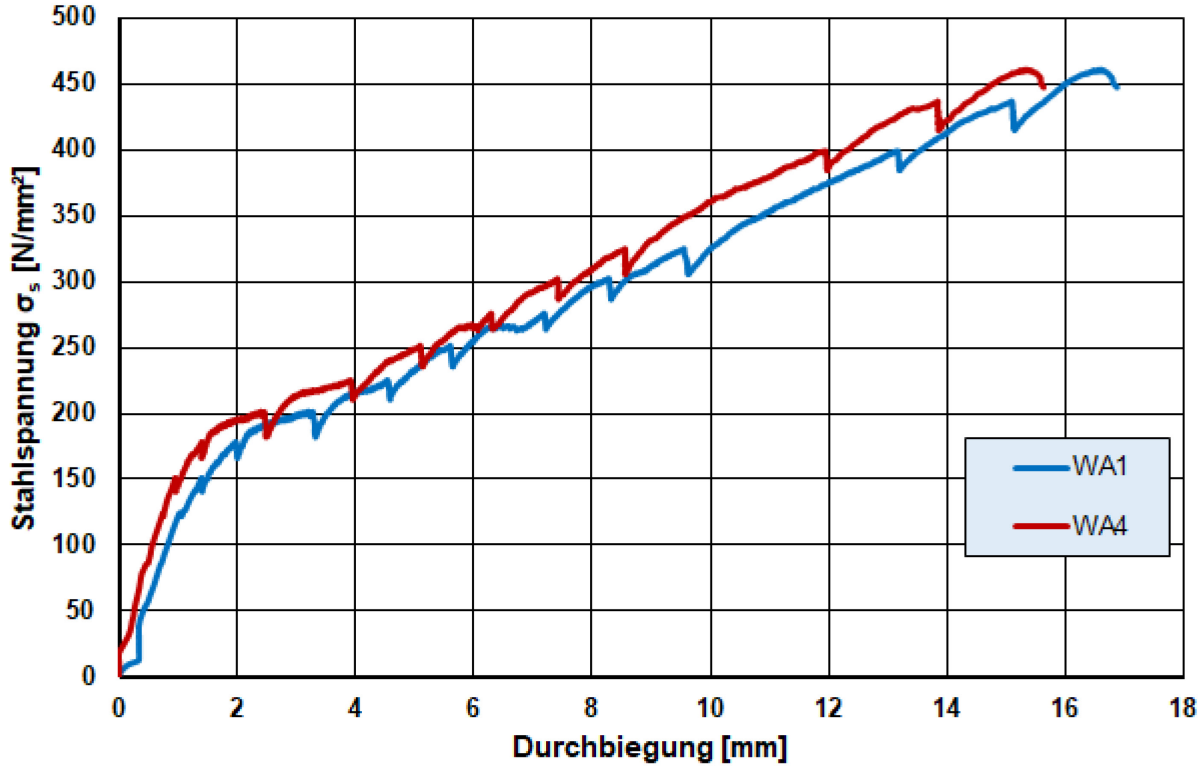
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



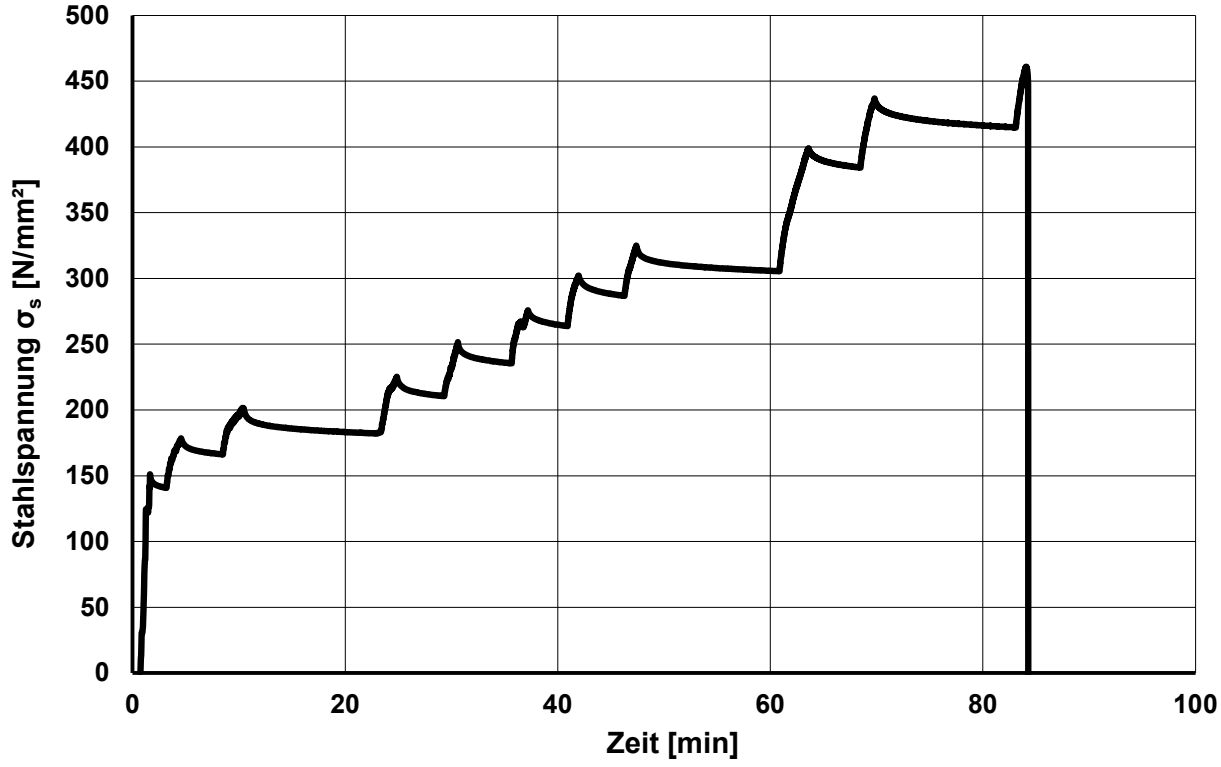
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



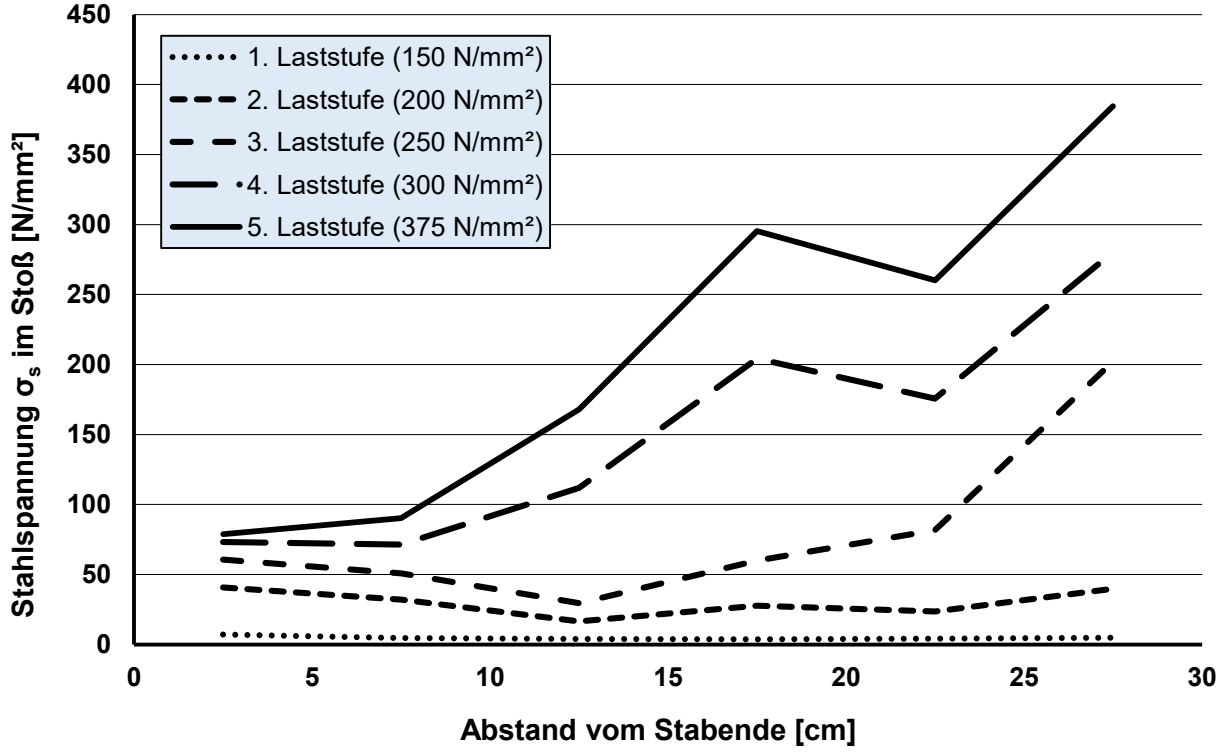
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



Gemessene Stahlspannung mit Haltepunkten über die Dauer der Versuchsdurchführung

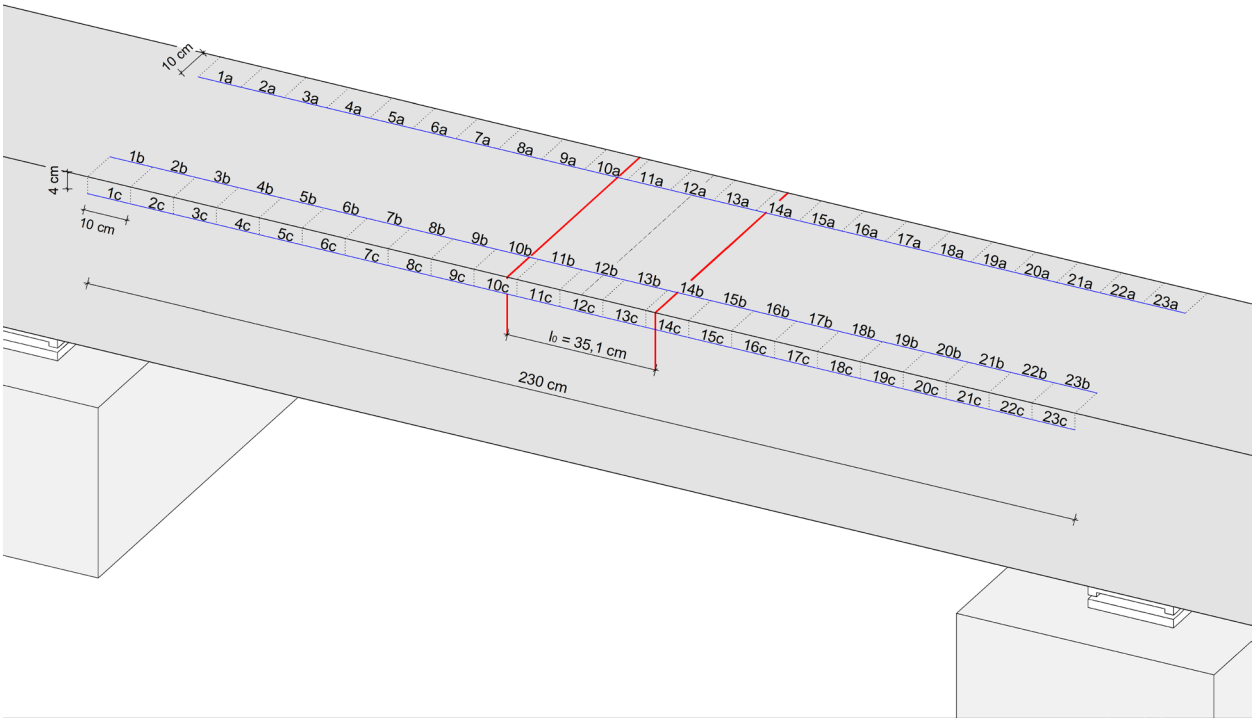


Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (l_0 = 35,1 cm)

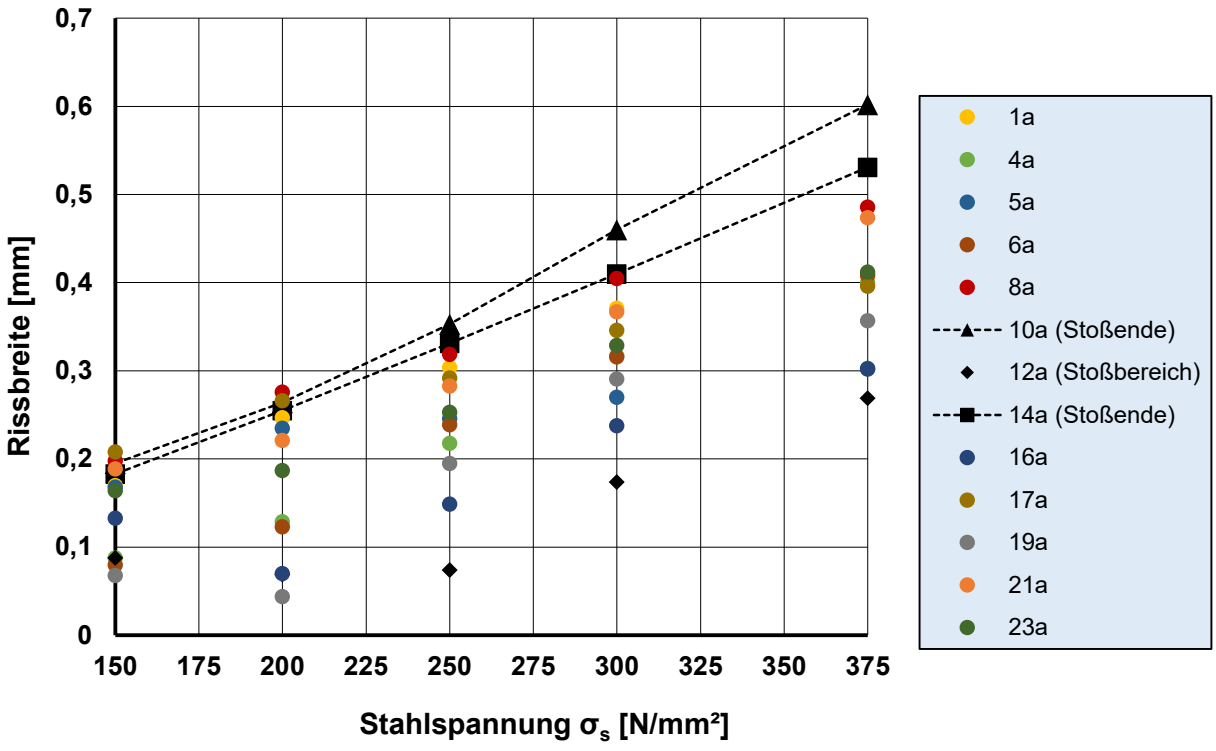


Rissbreiten

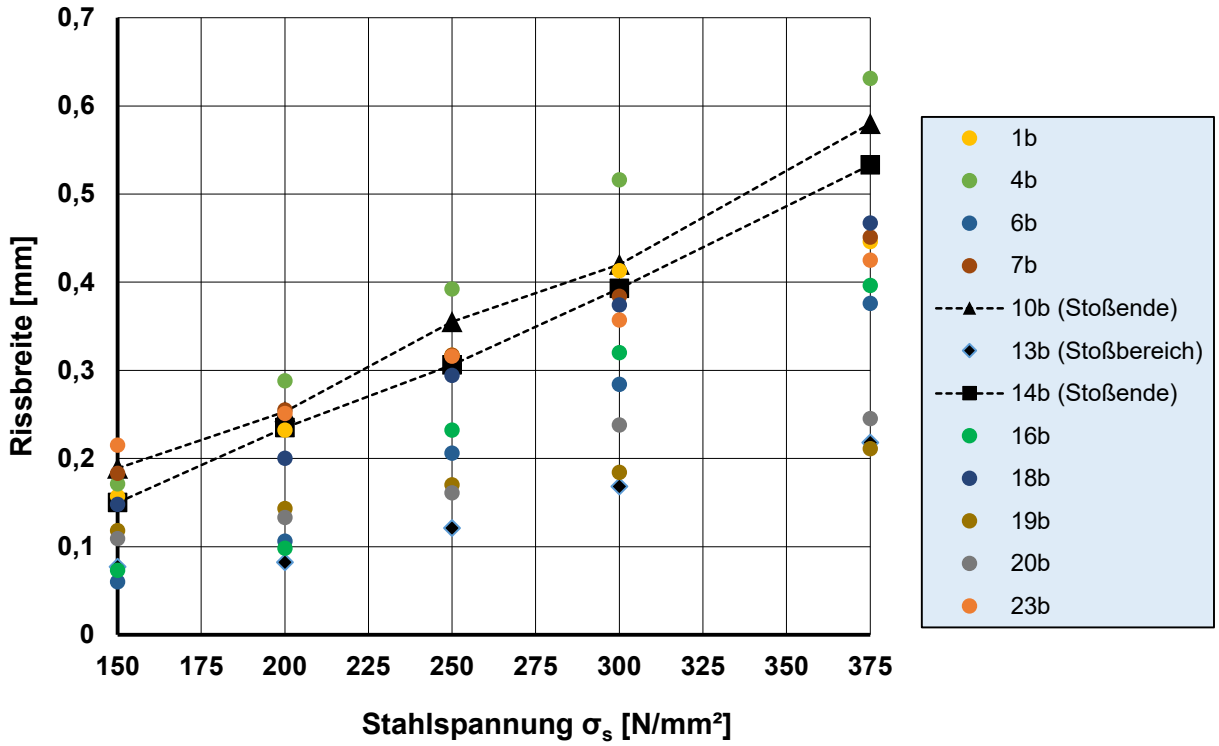
Übersicht der Messintervalle der Spuren a, b und c (Erläuterungen zur Spurlage siehe 4.6.6)



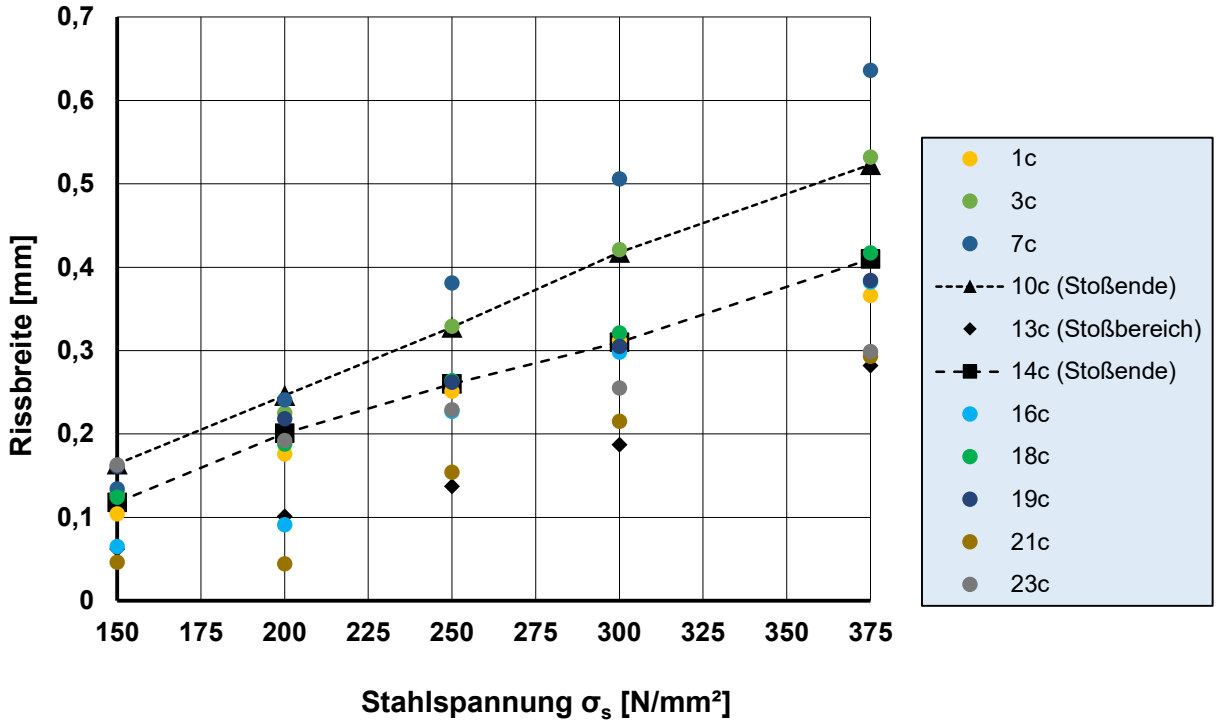
Rissbreiten Spur „a“



Rissbreiten Spur „b“



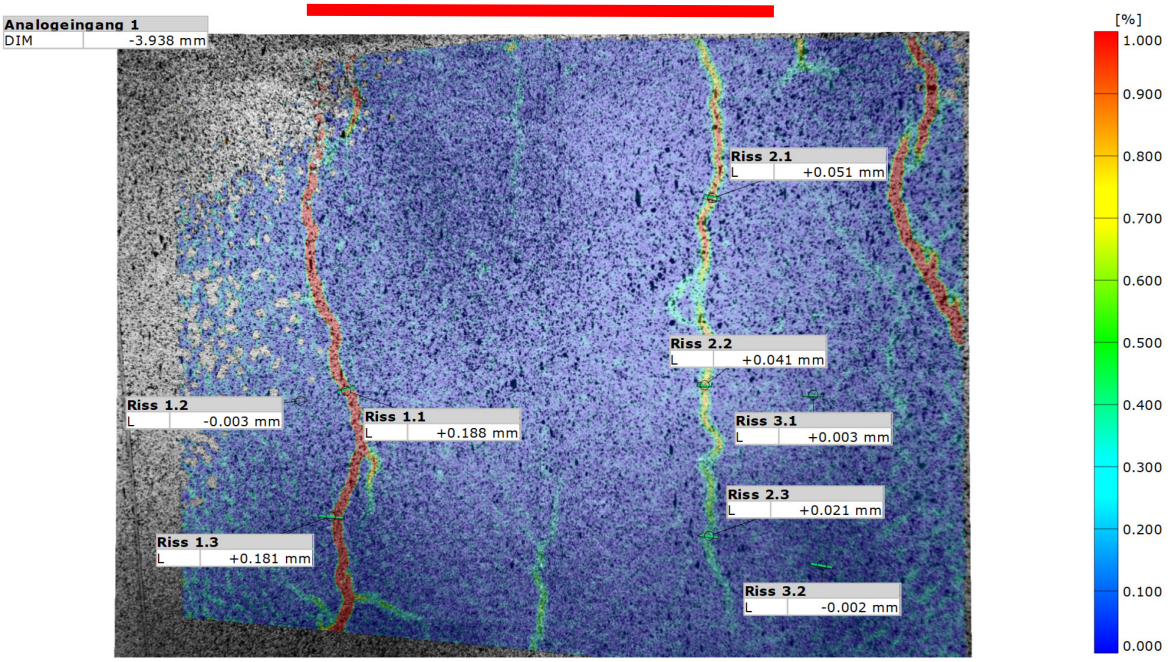
Rissbreiten Spur „c“



Auswertung der Rissbreiten im Stoßbereich auf der Trägeroberseite mittels GOM Correlate

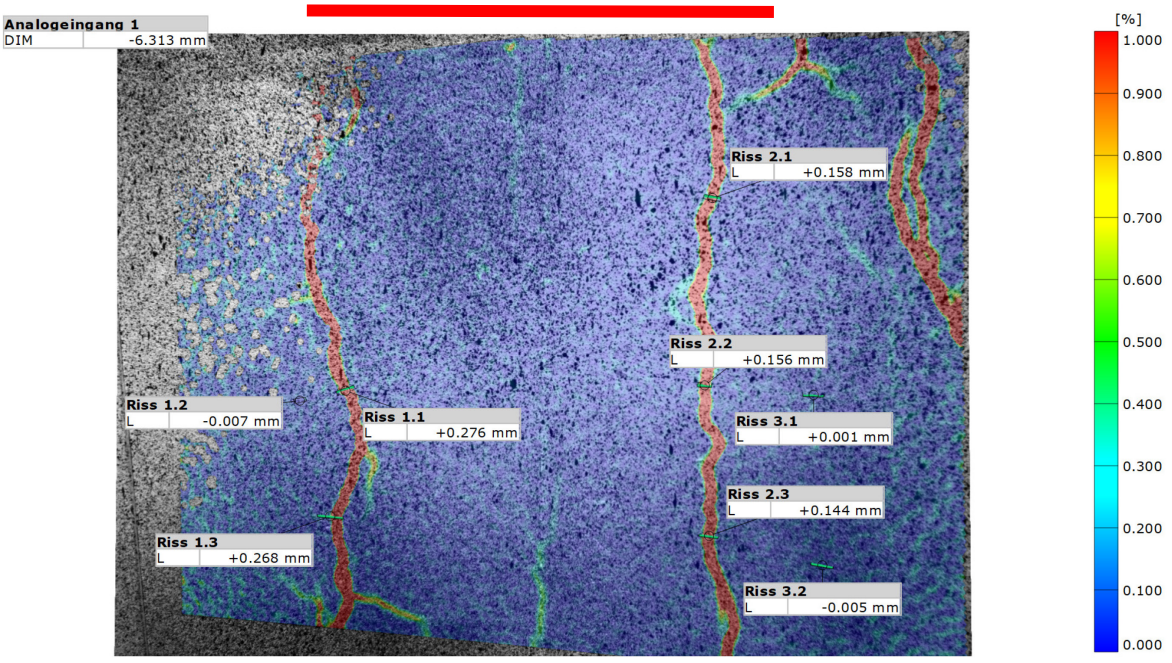
Laststufe 1 (σ_s = 150 N/mm²)

Stoßbereich

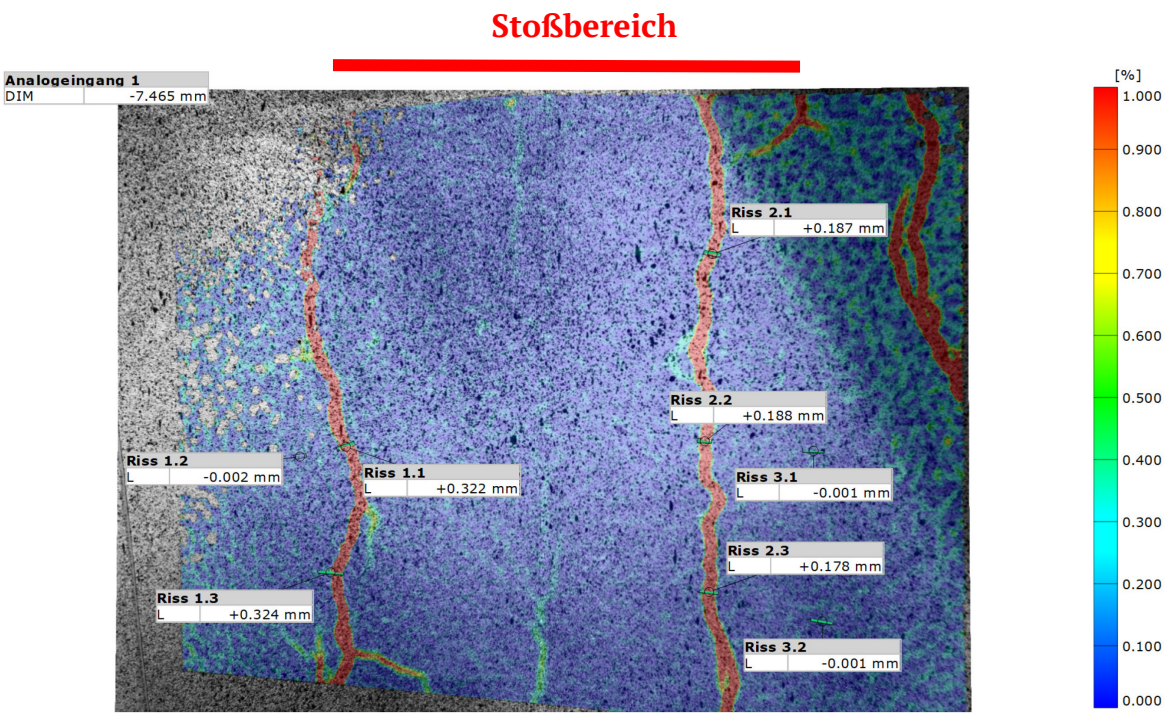


Laststufe 2 (σ_s = 200 N/mm²)

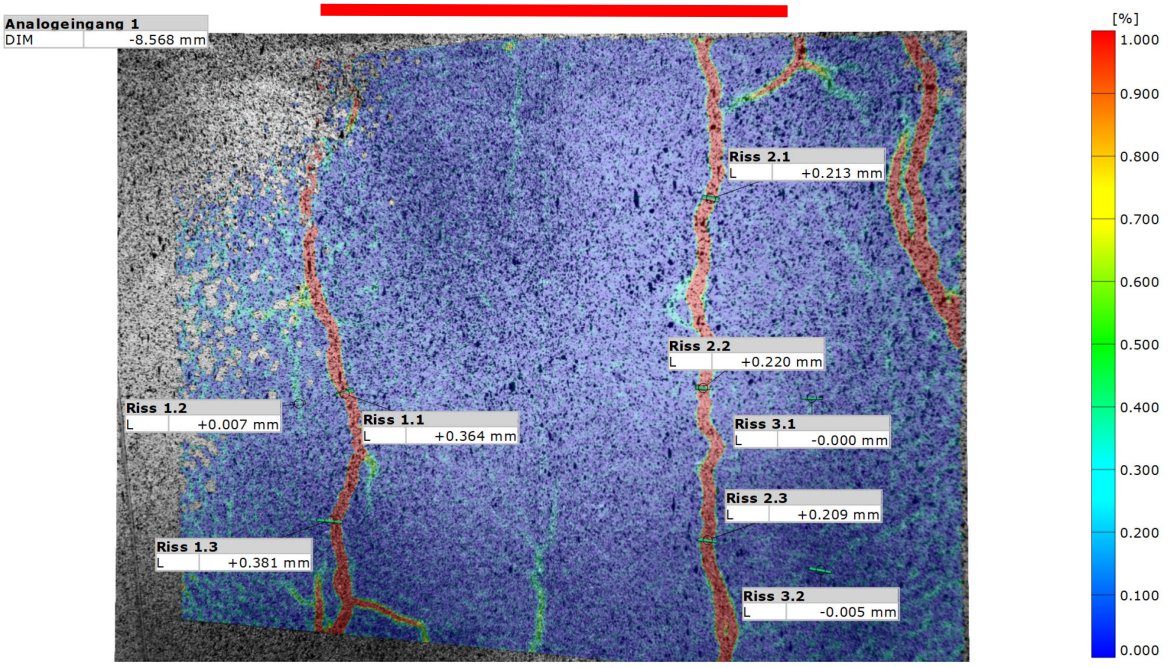
Stoßbereich



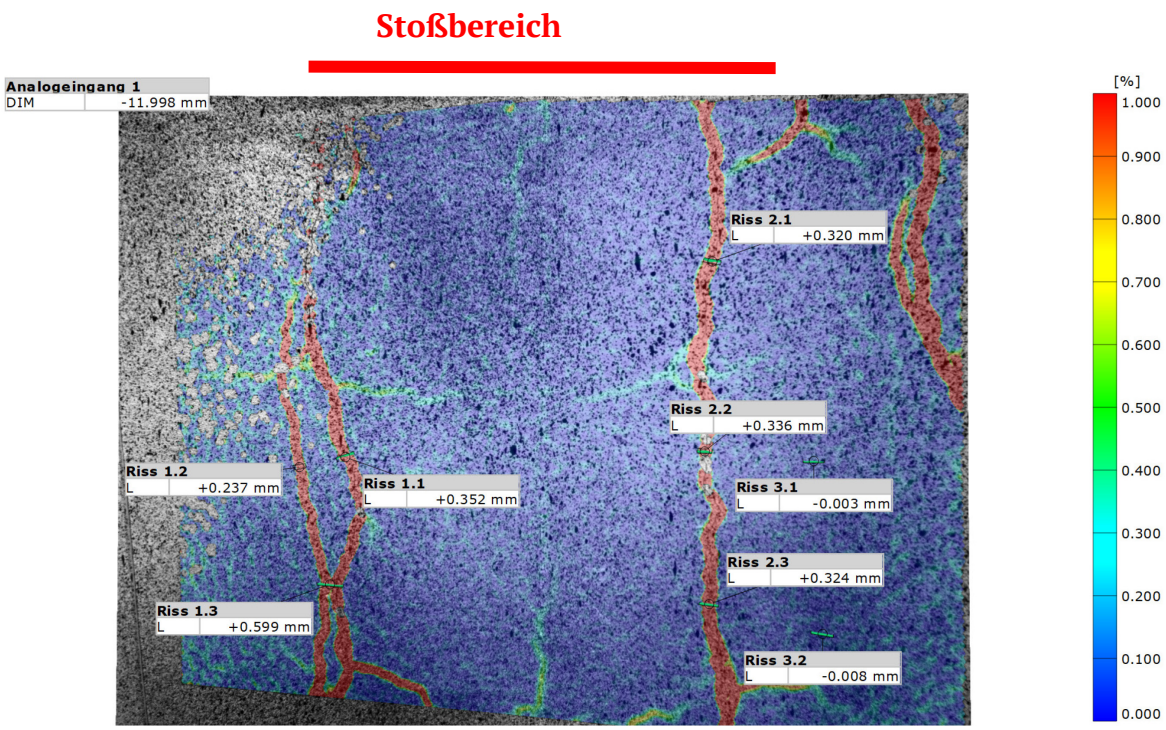
Laststufe 3 (σ_s = 250 N/mm²)



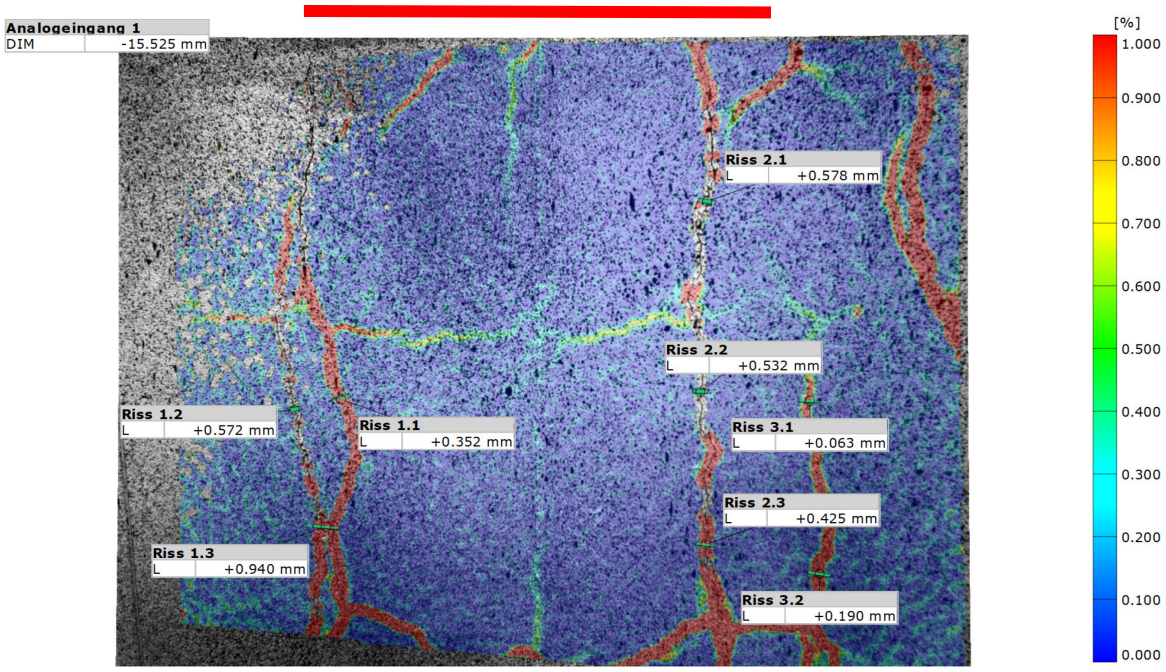
Laststufe 4 (σ_s = 300 N/mm²)



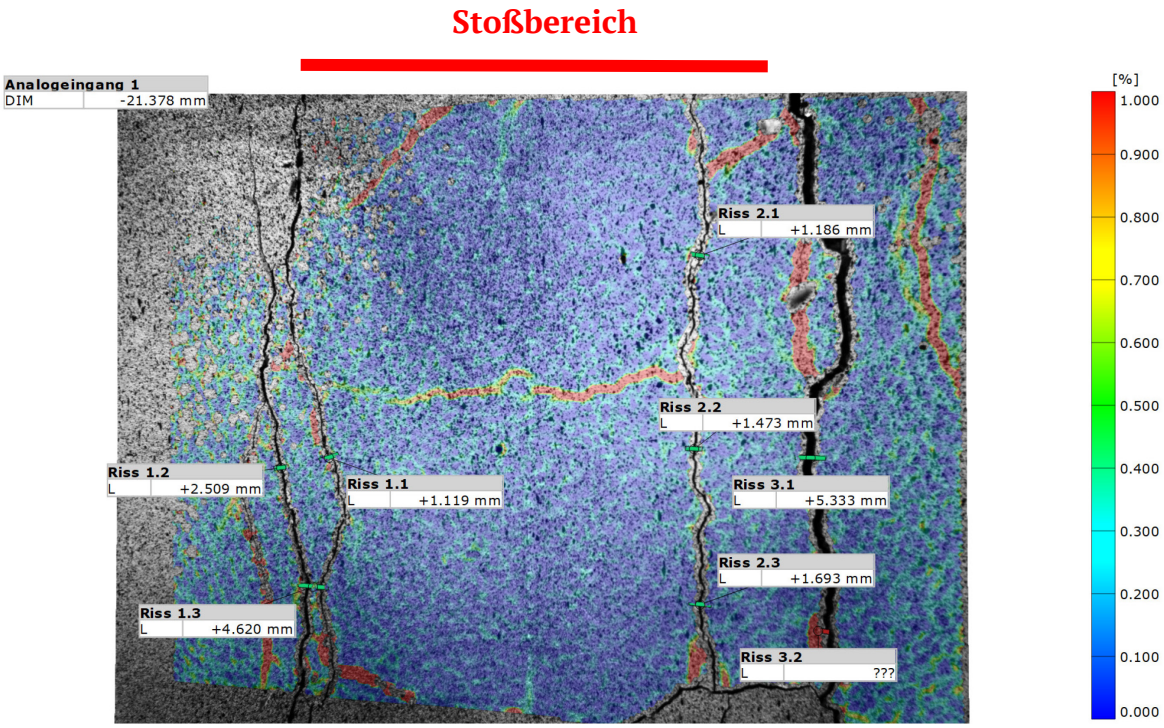
Laststufe 5 (σ_s = 375 N/mm²)



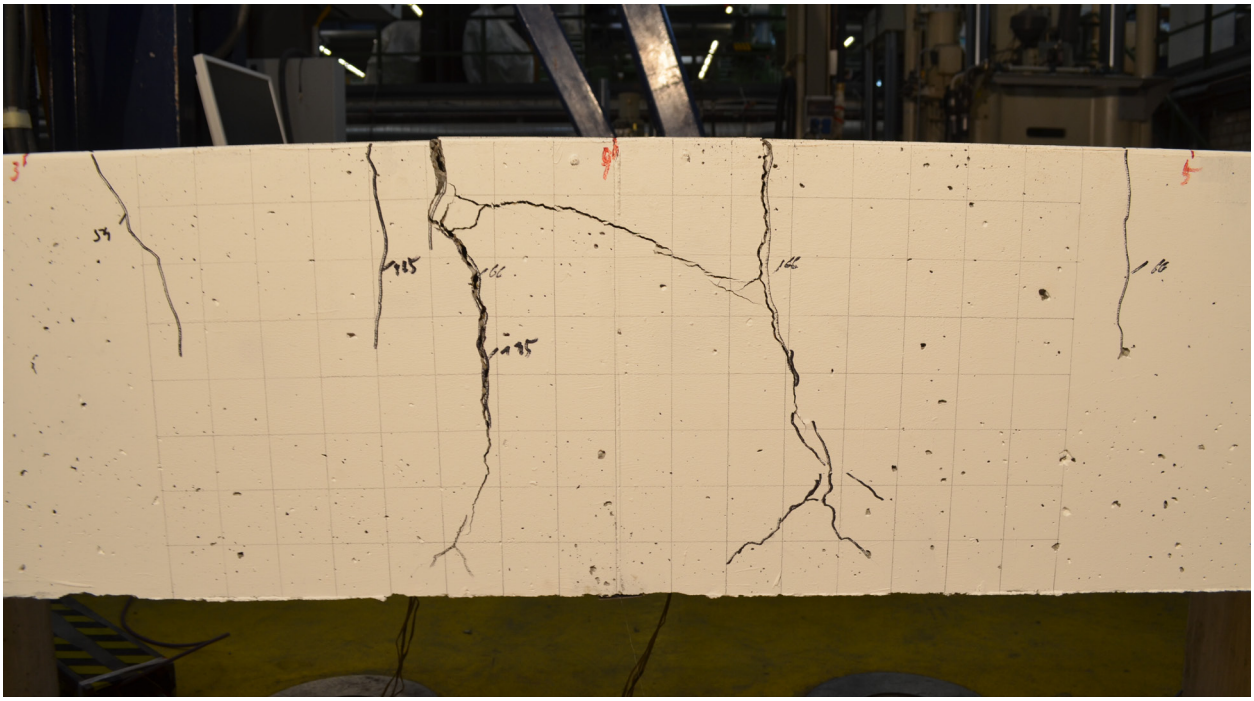
Rissbild unmittelbar vor dem Versagen

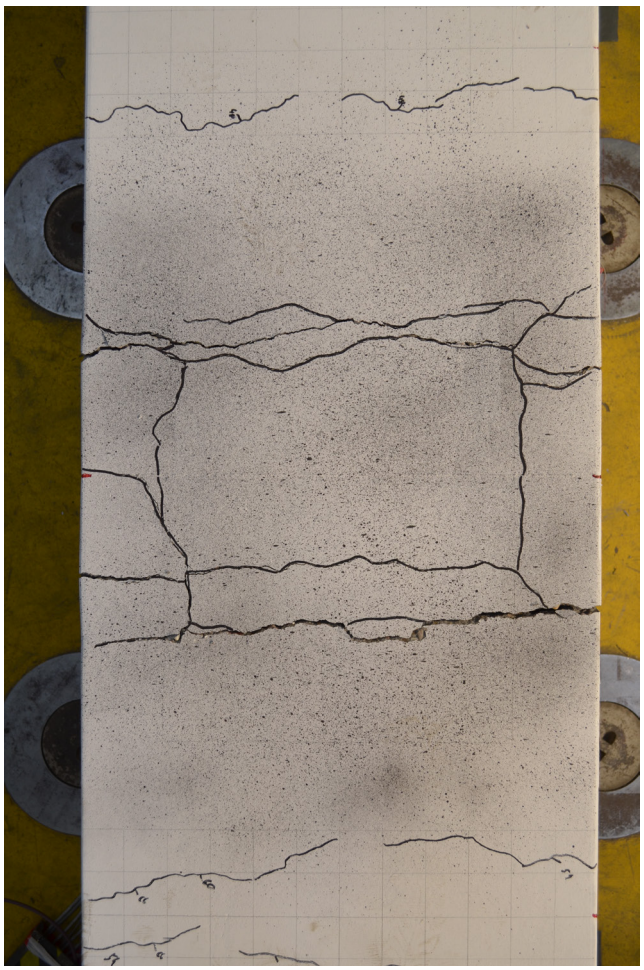


Bruchzustand



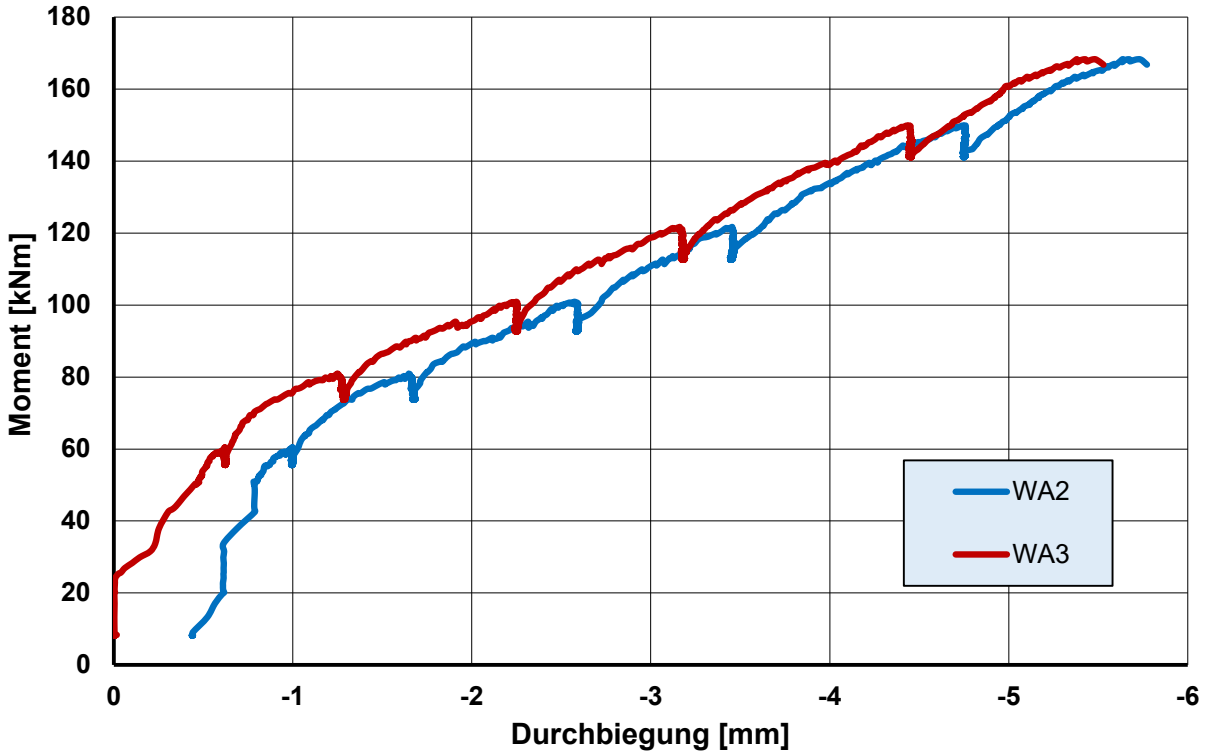
Bruchbilder



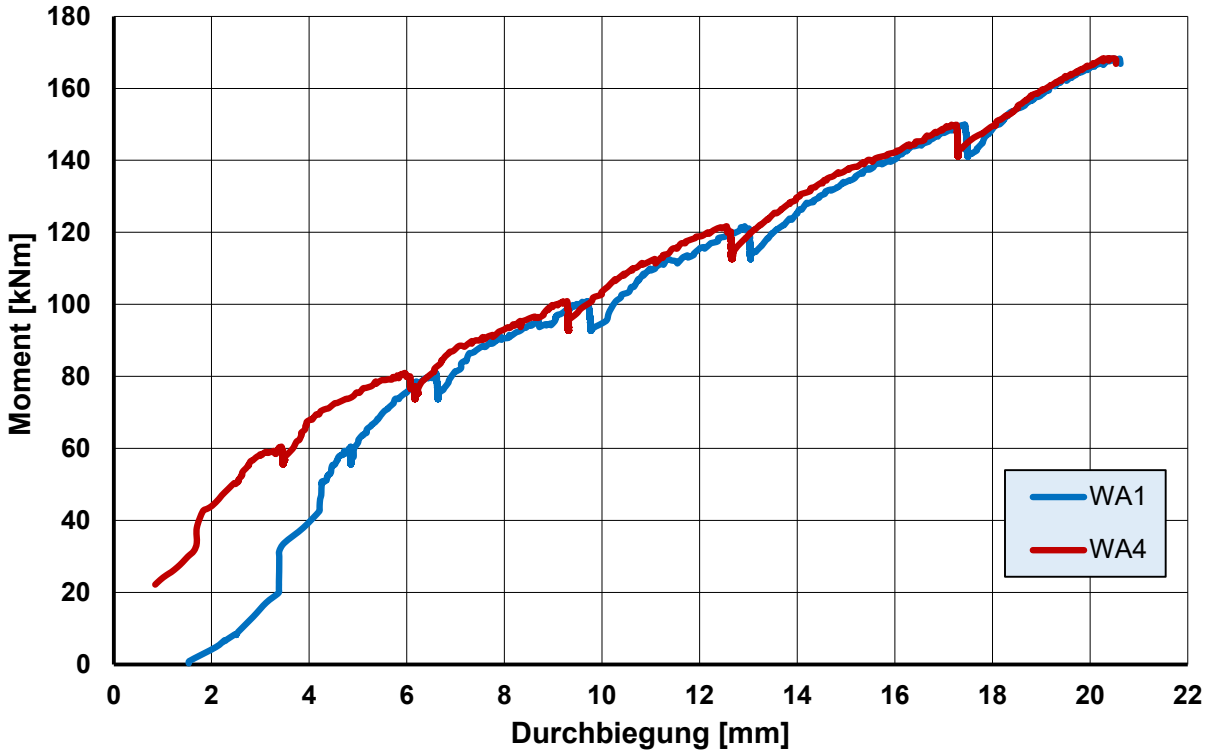


B.2 Ergebnisse Versuchsträger B2

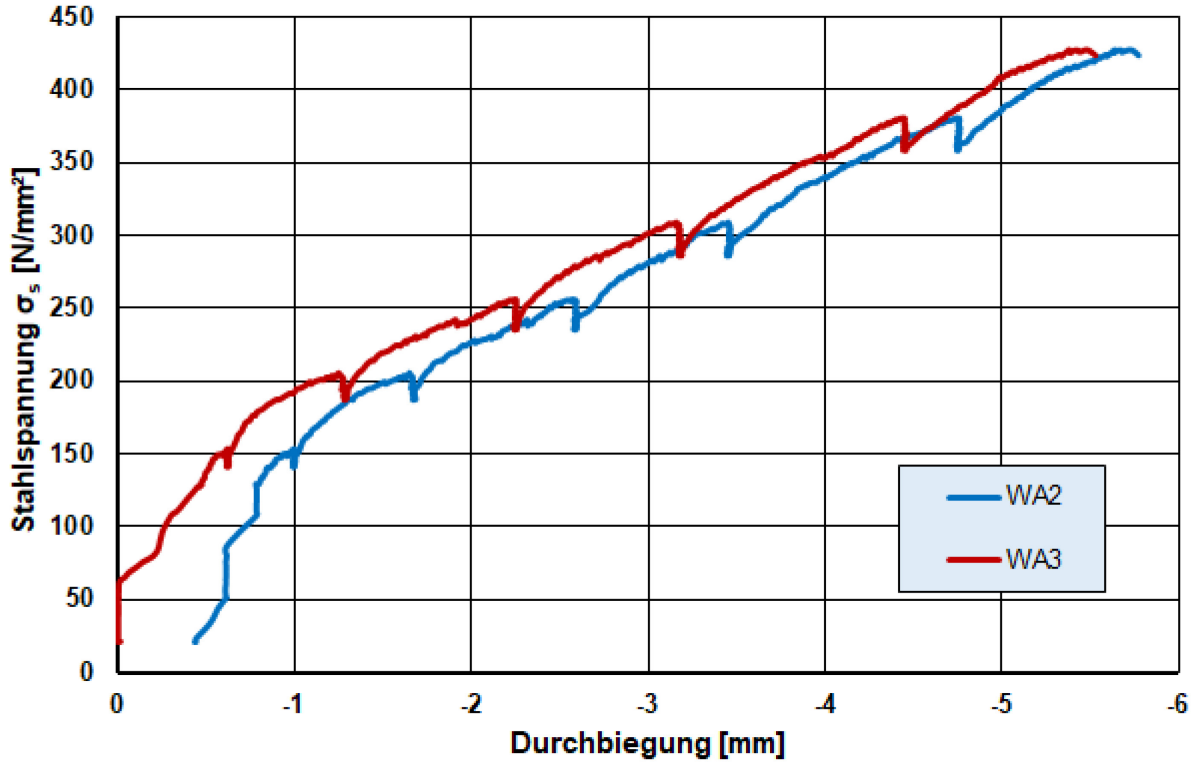
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



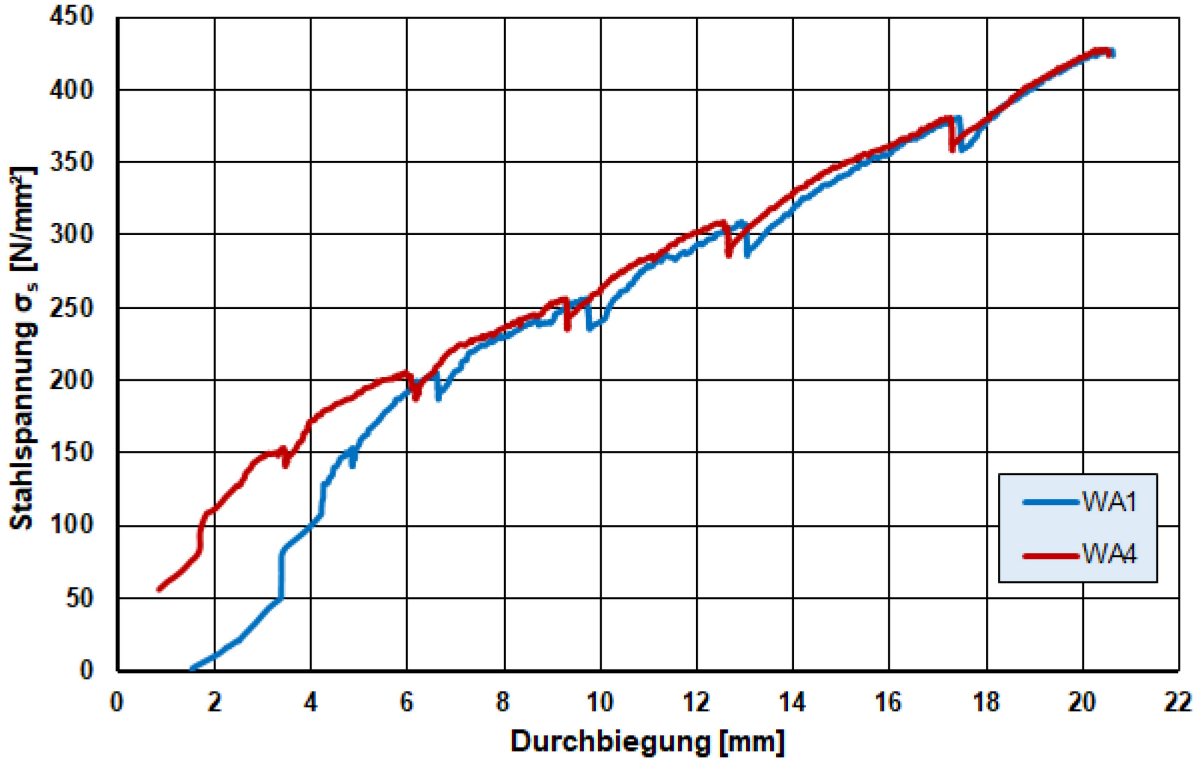
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



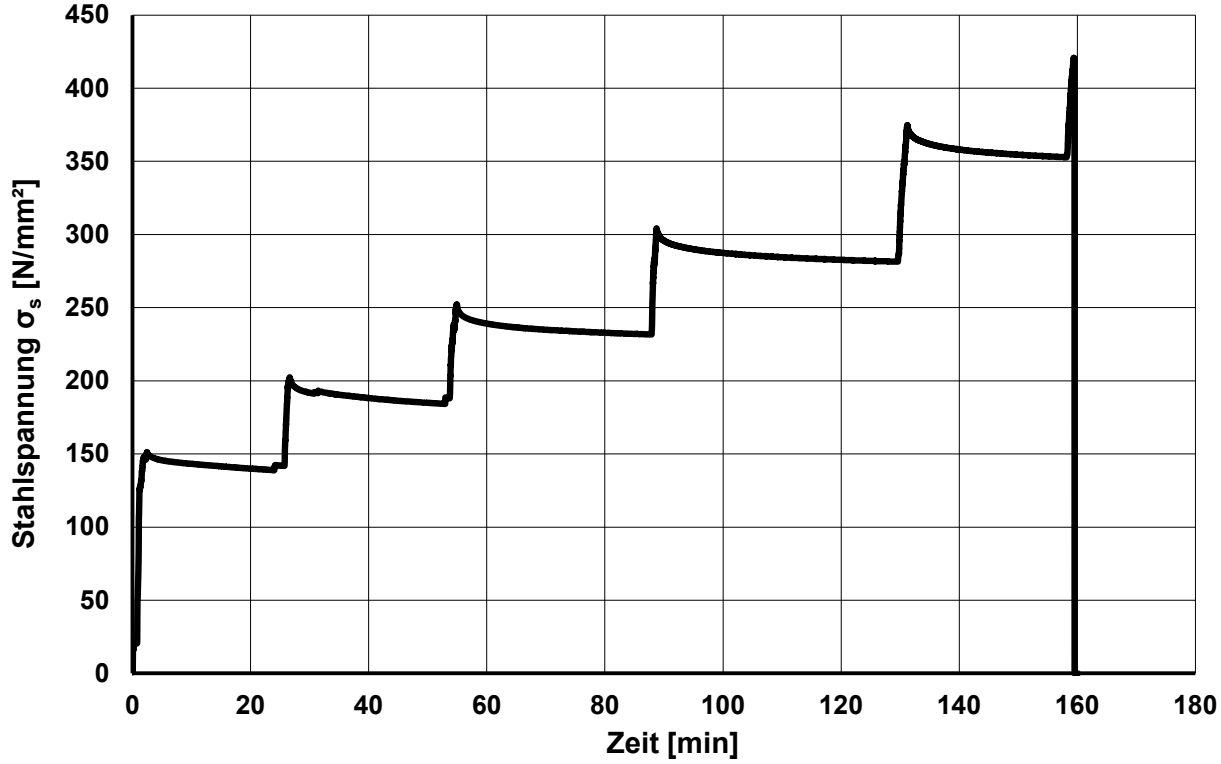
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



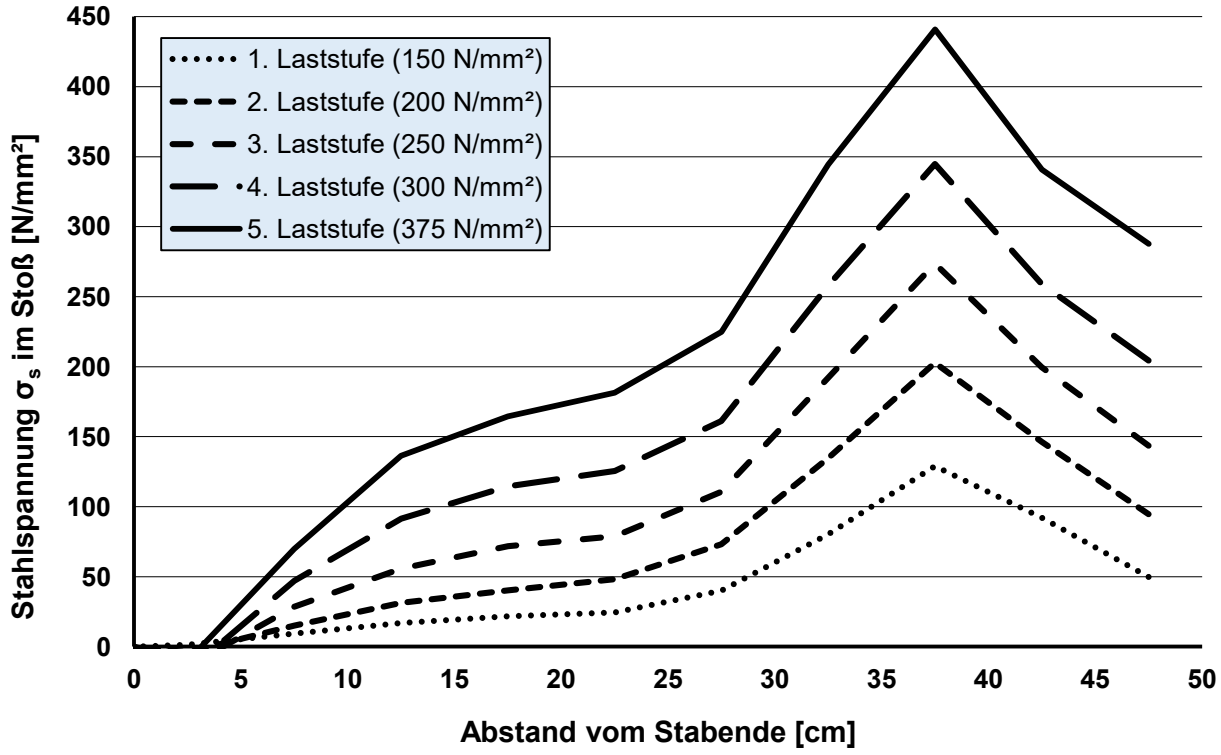
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



Gemessene Stahlspannung mit Haltepunkten über die Dauer der Versuchsdurchführung

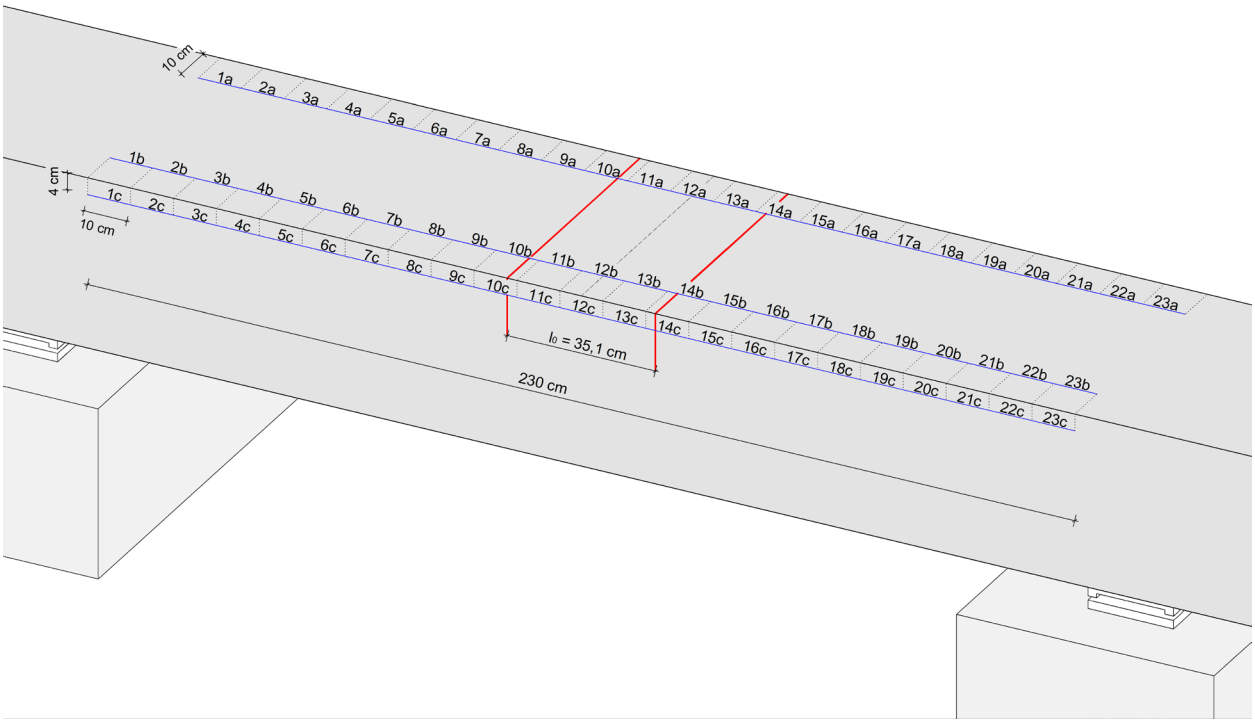


Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (l_0 = 35,1 cm)

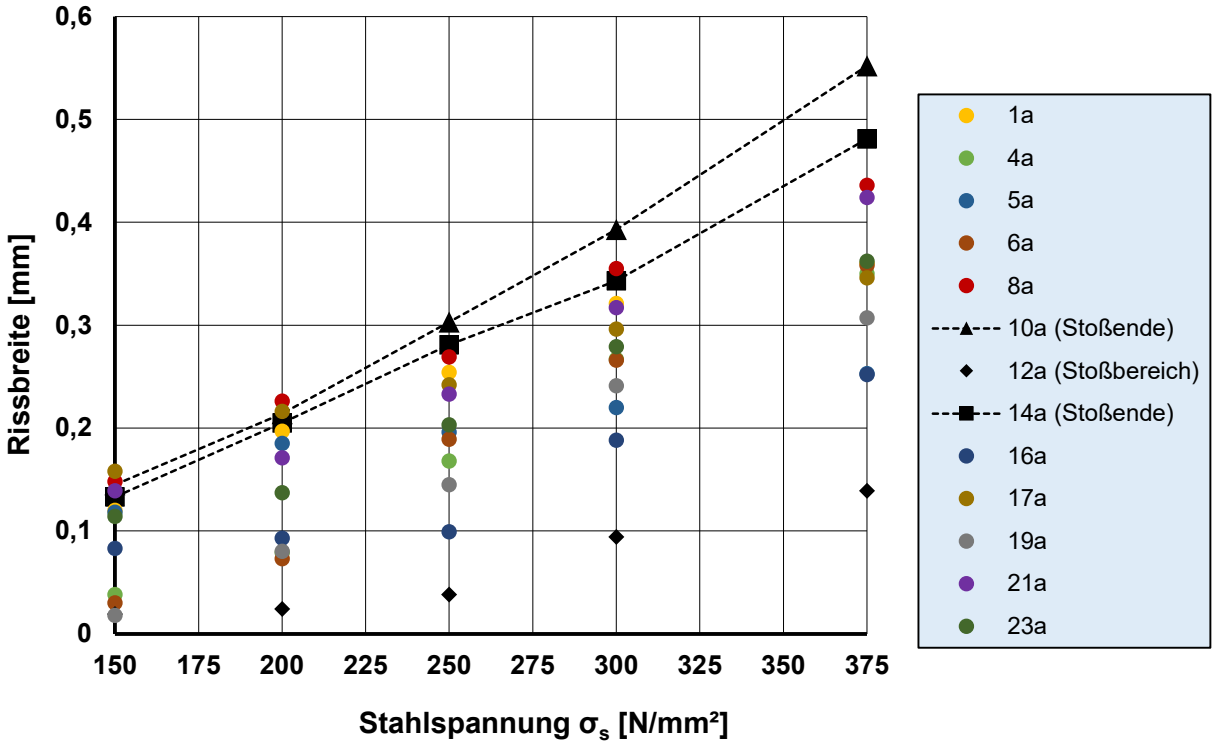


Rissbreiten

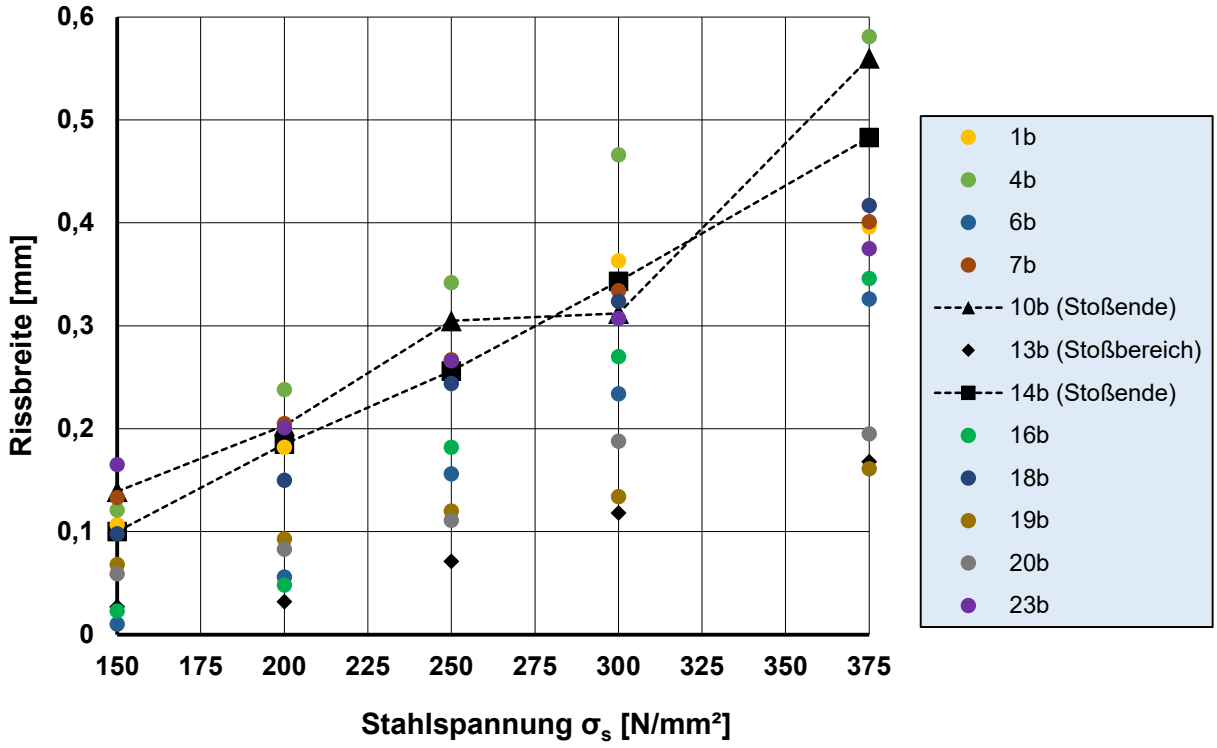
Übersicht der Messintervalle der Spuren a, b und c (Erläuterungen zur Spurlage siehe 4.6.6)



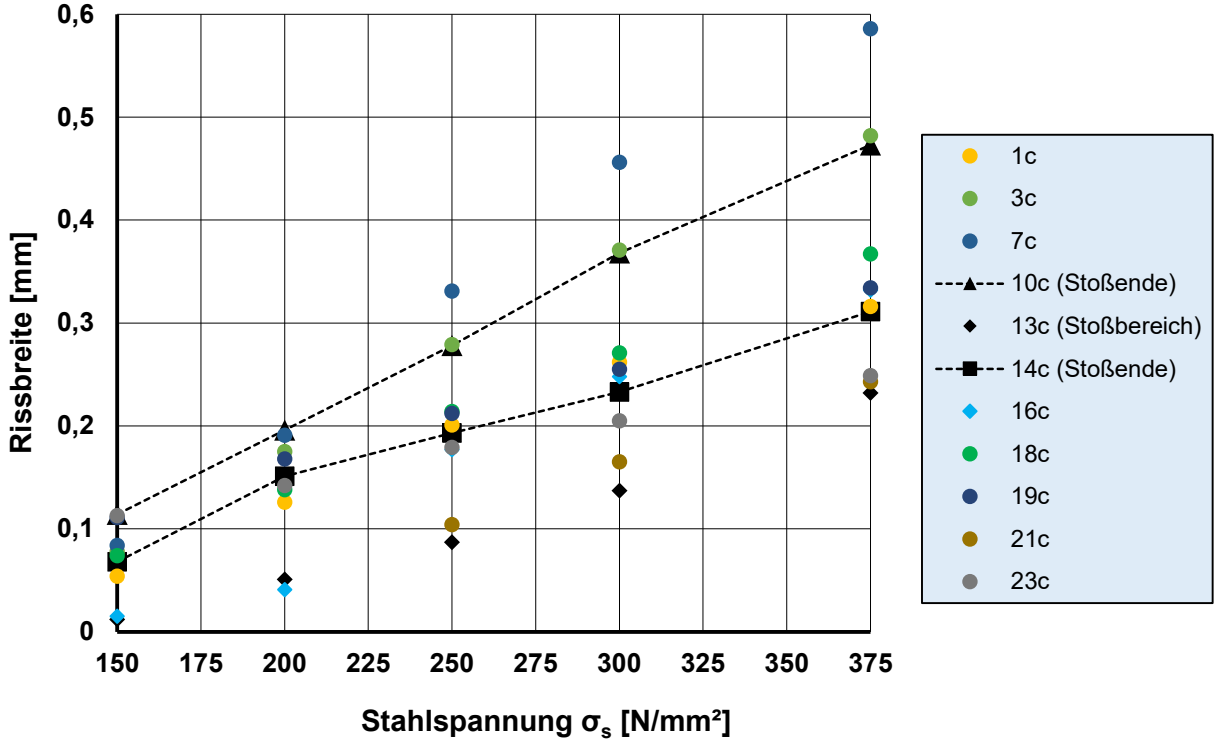
Rissbreiten Spur „a“



Rissbreiten Spur „b“



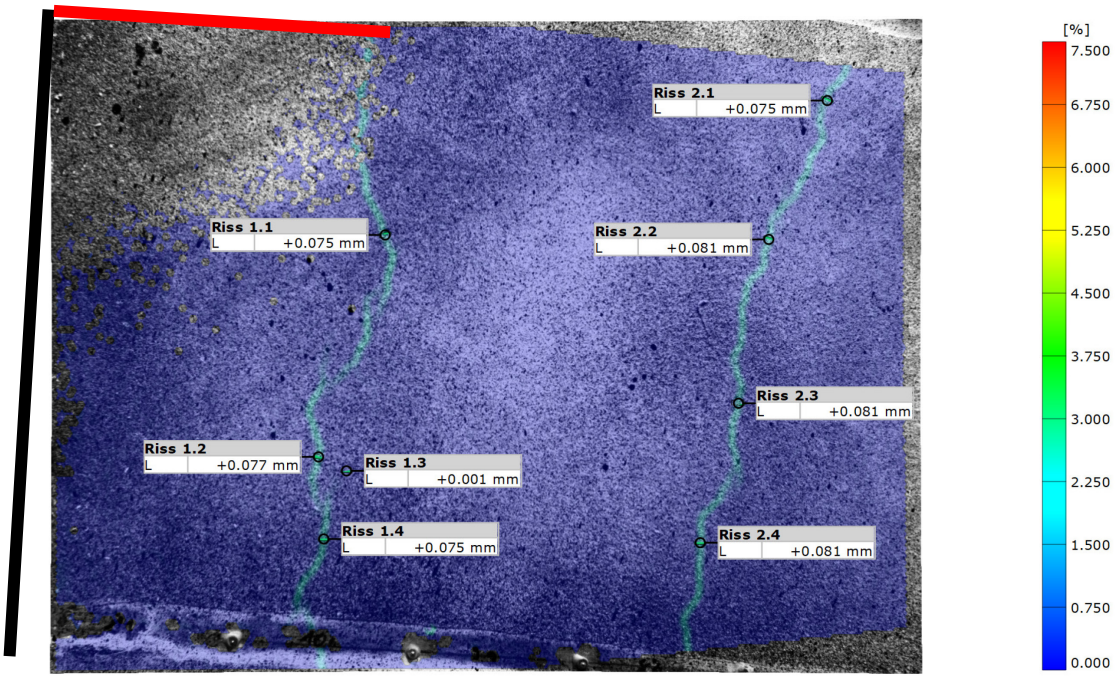
Rissbreiten Spur „c“



Auswertung der Rissbreiten im Stoßbereich auf der Trägeroberseite mittels GOM Correlate

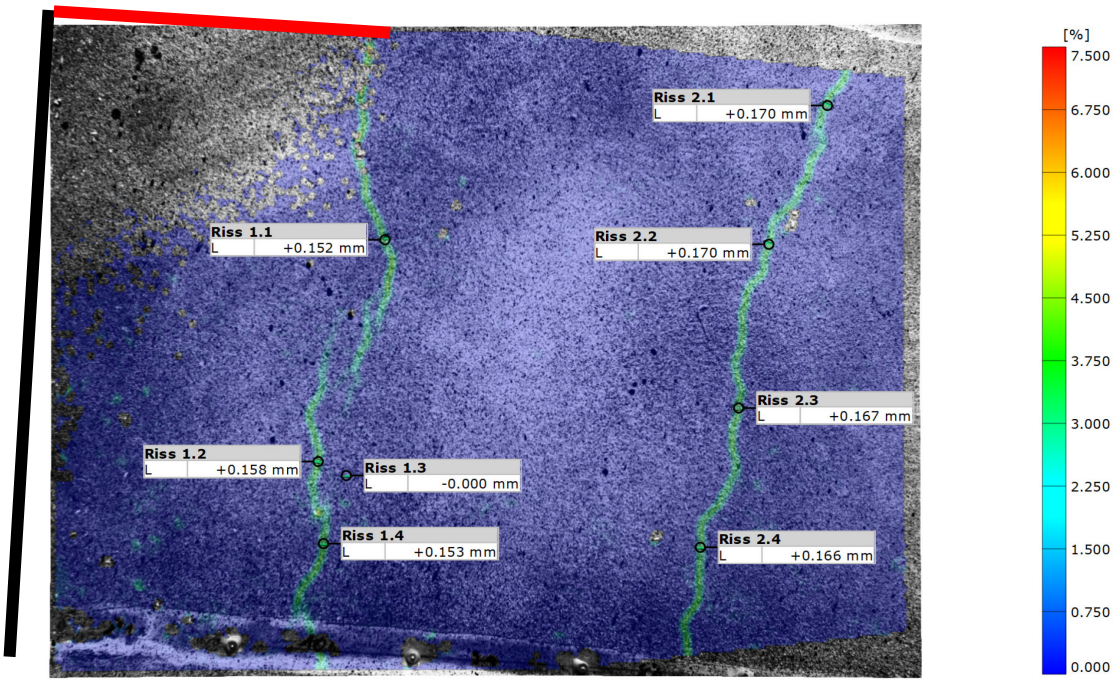
Laststufe 1 (σ_s = 150 N/mm²)

halber Stoßbereich

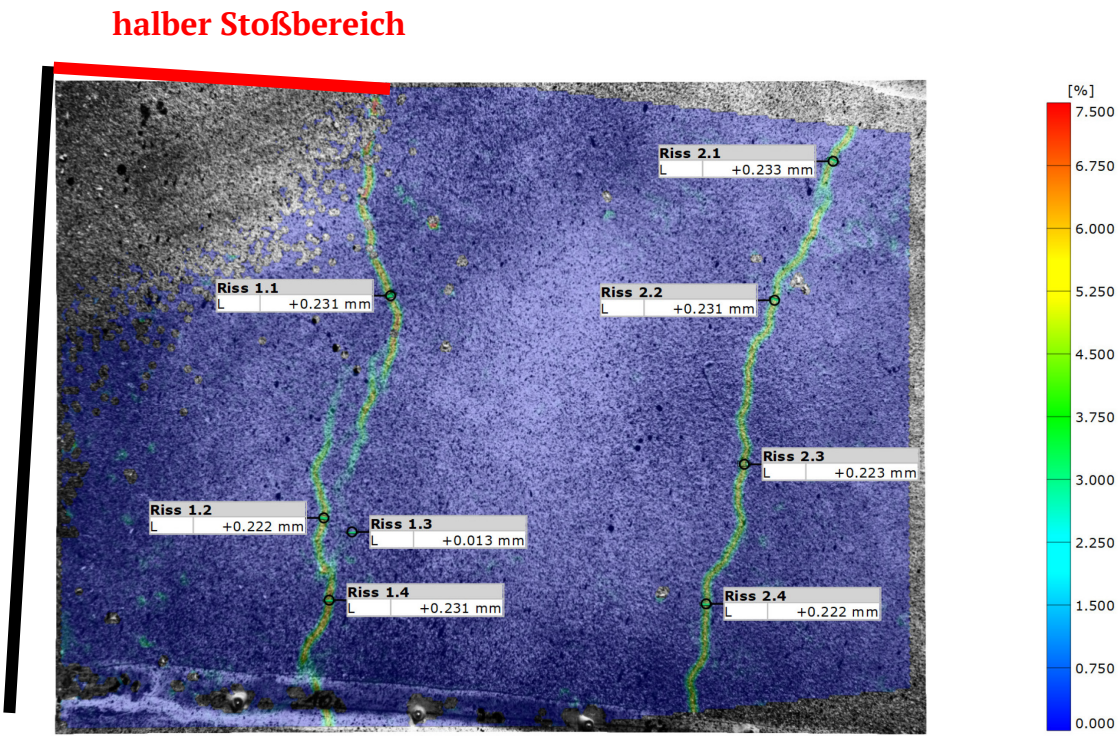


Laststufe 2 (σ_s = 200 N/mm²)

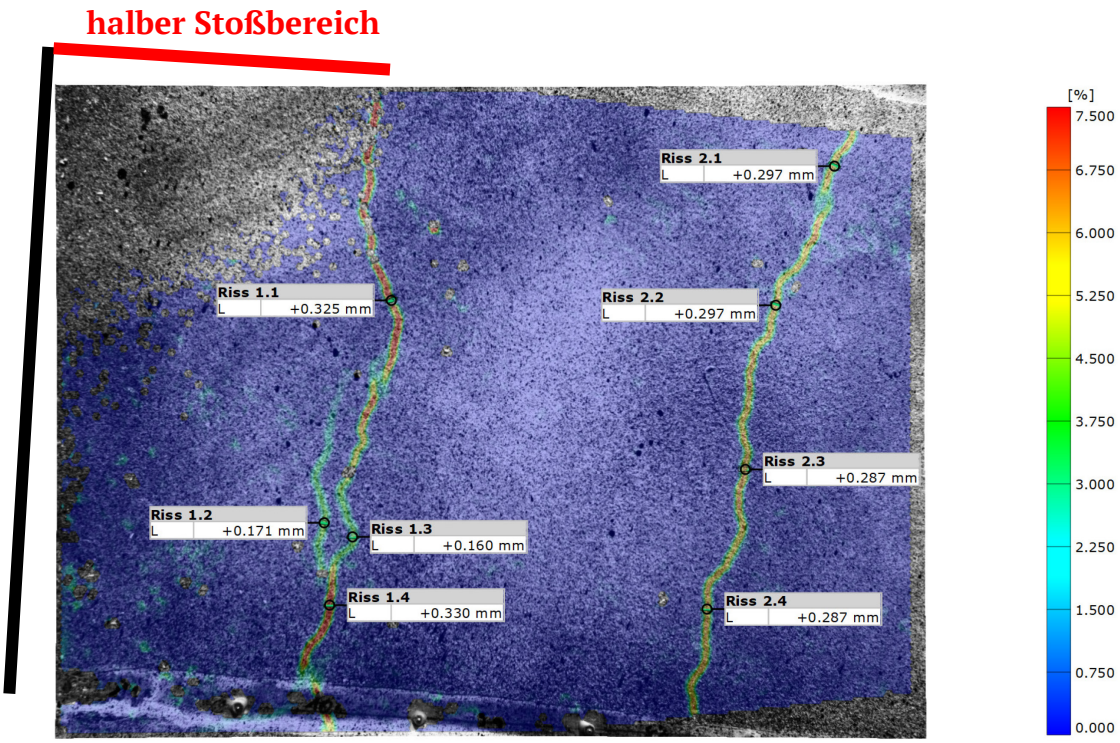
halber Stoßbereich



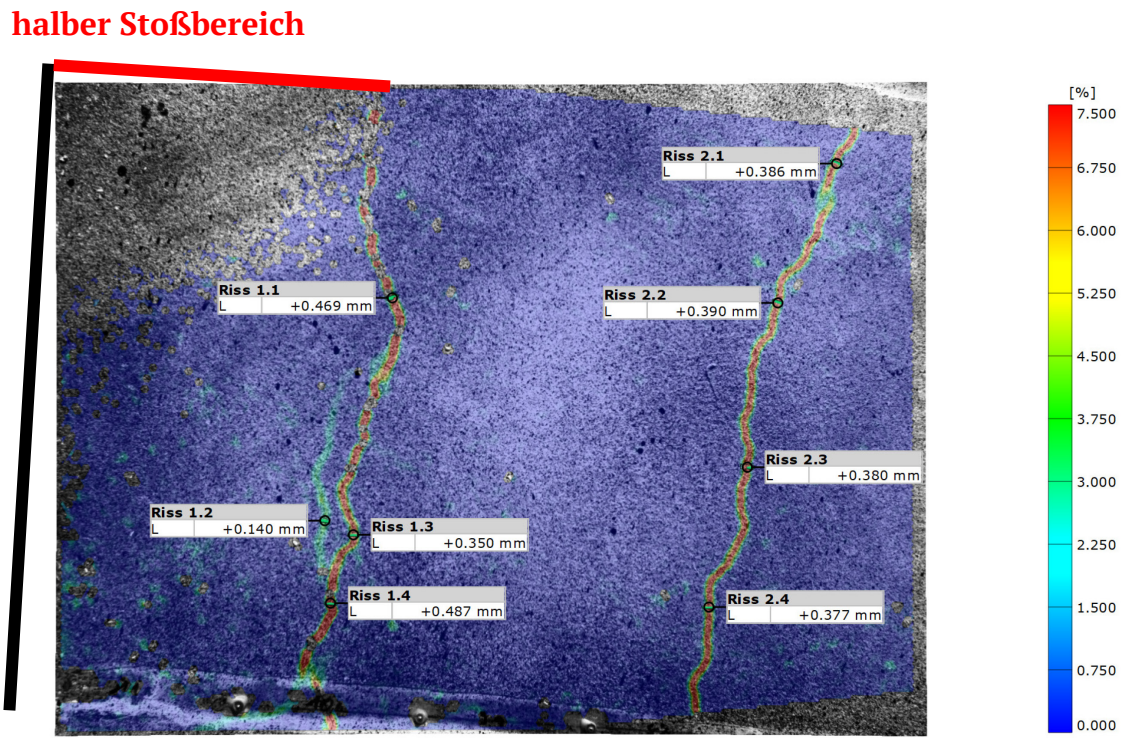
Laststufe 3 (σ_s = 250 N/mm²)



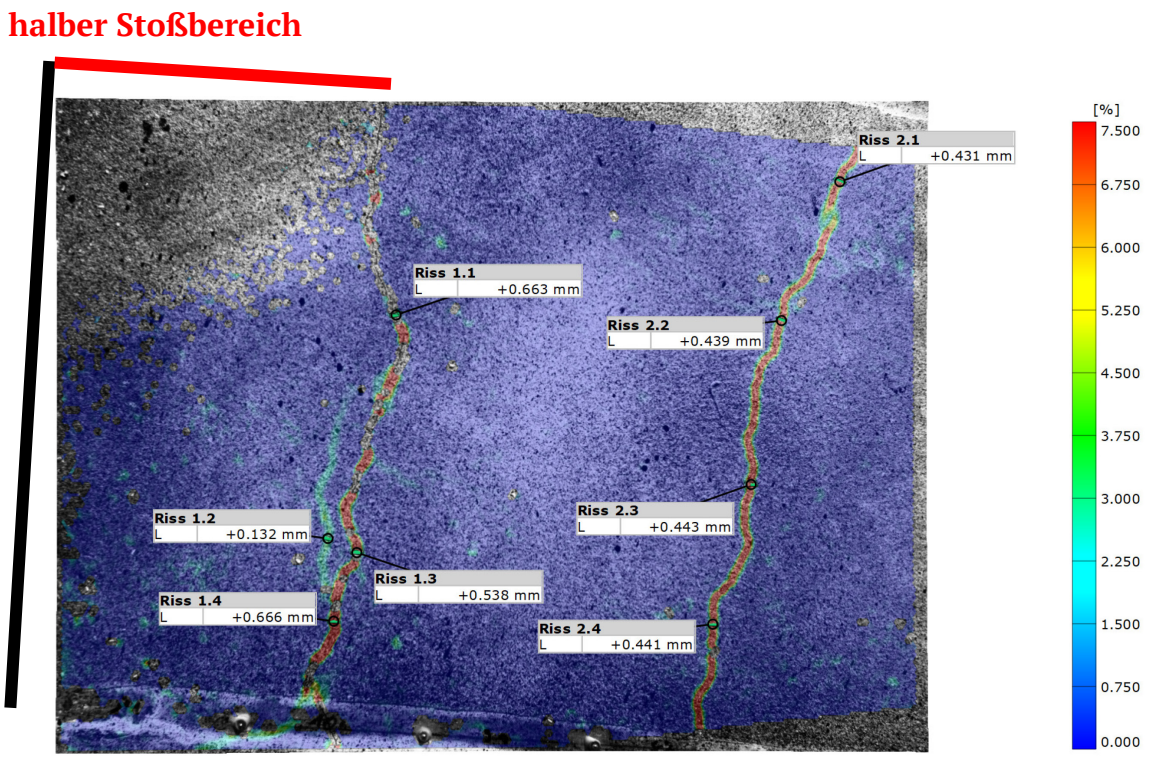
Laststufe 4 (σ_s = 300 N/mm²)



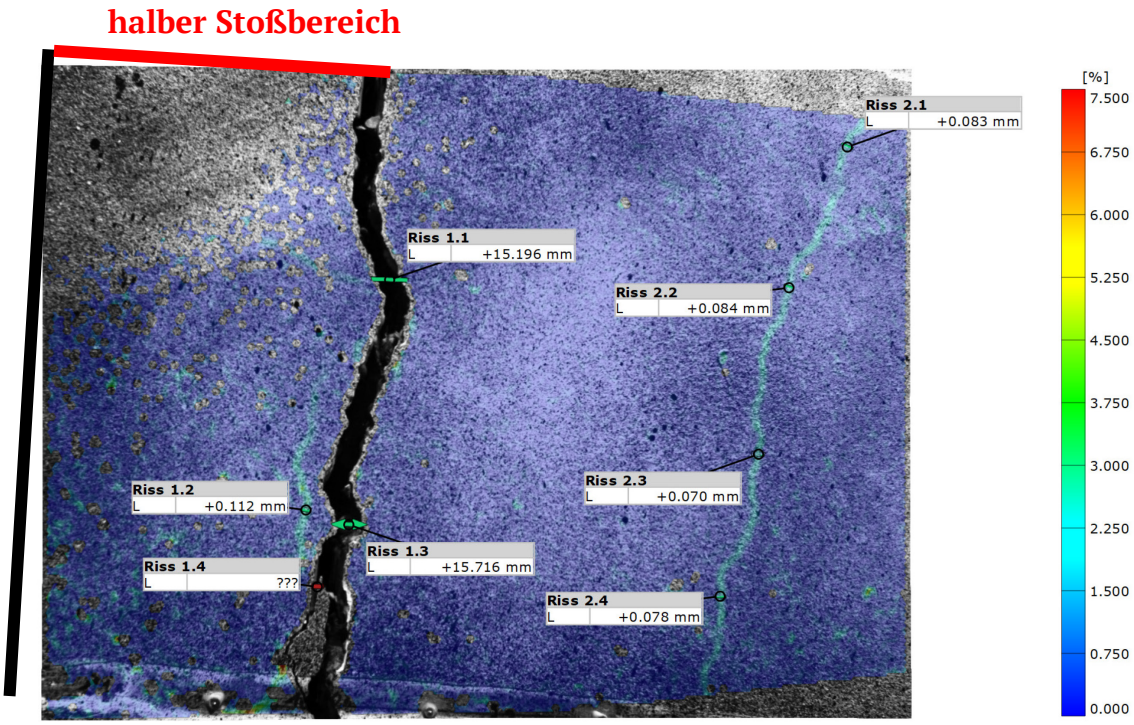
Laststufe 5 (σ_s = 375 N/mm²)



Rissbild unmittelbar vor dem Versagen

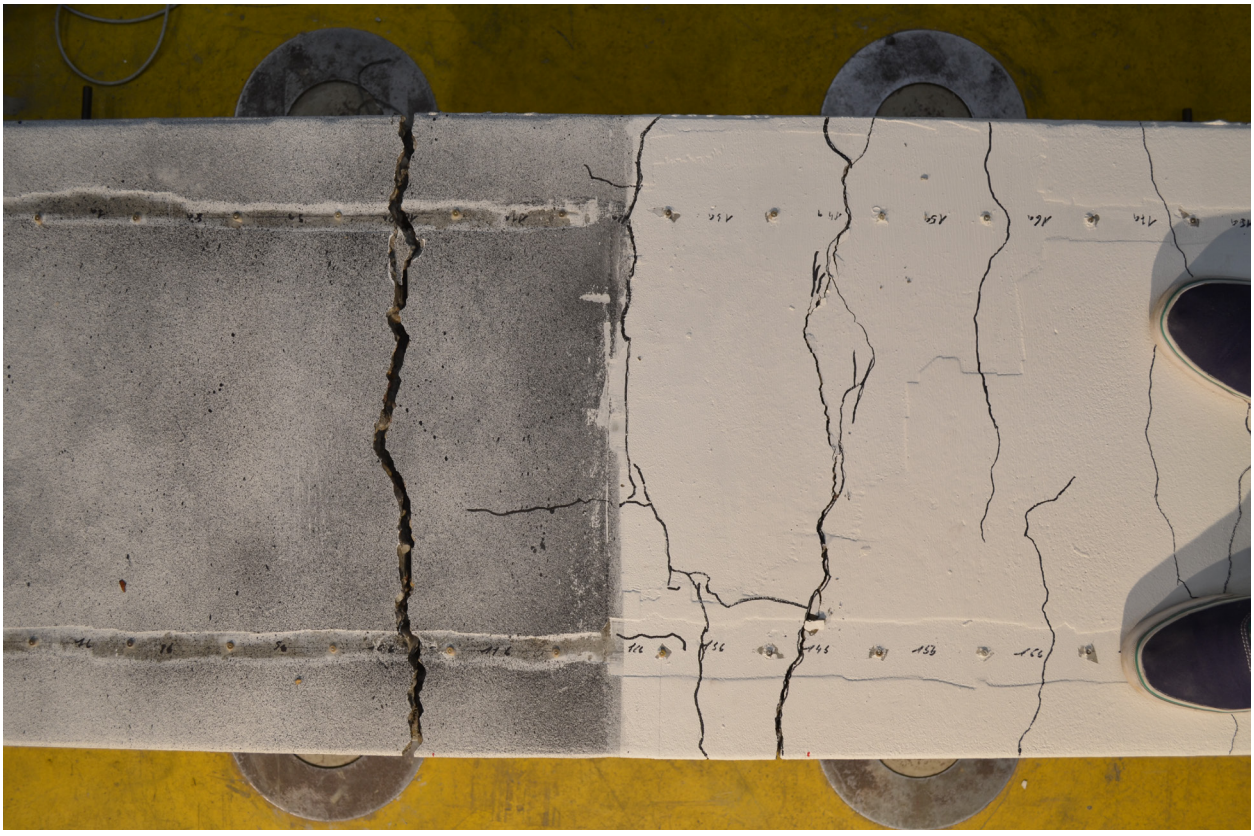


Bruchzustand



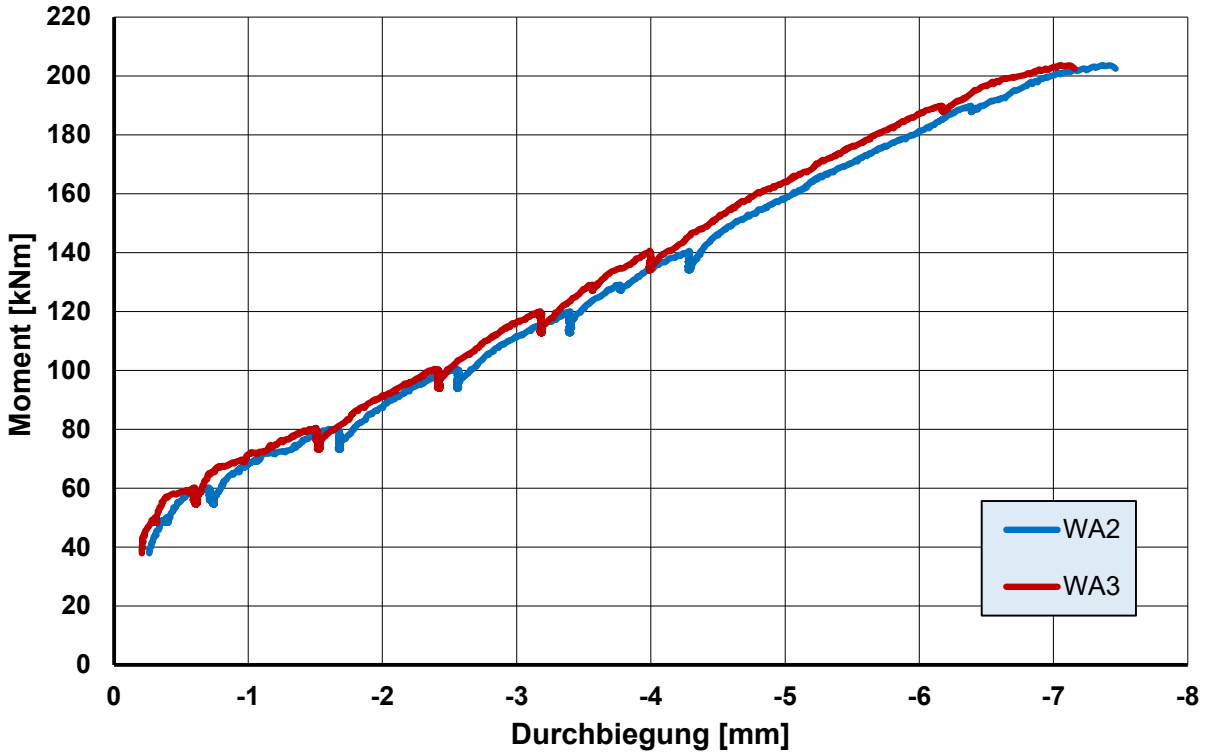
Bruchbilder



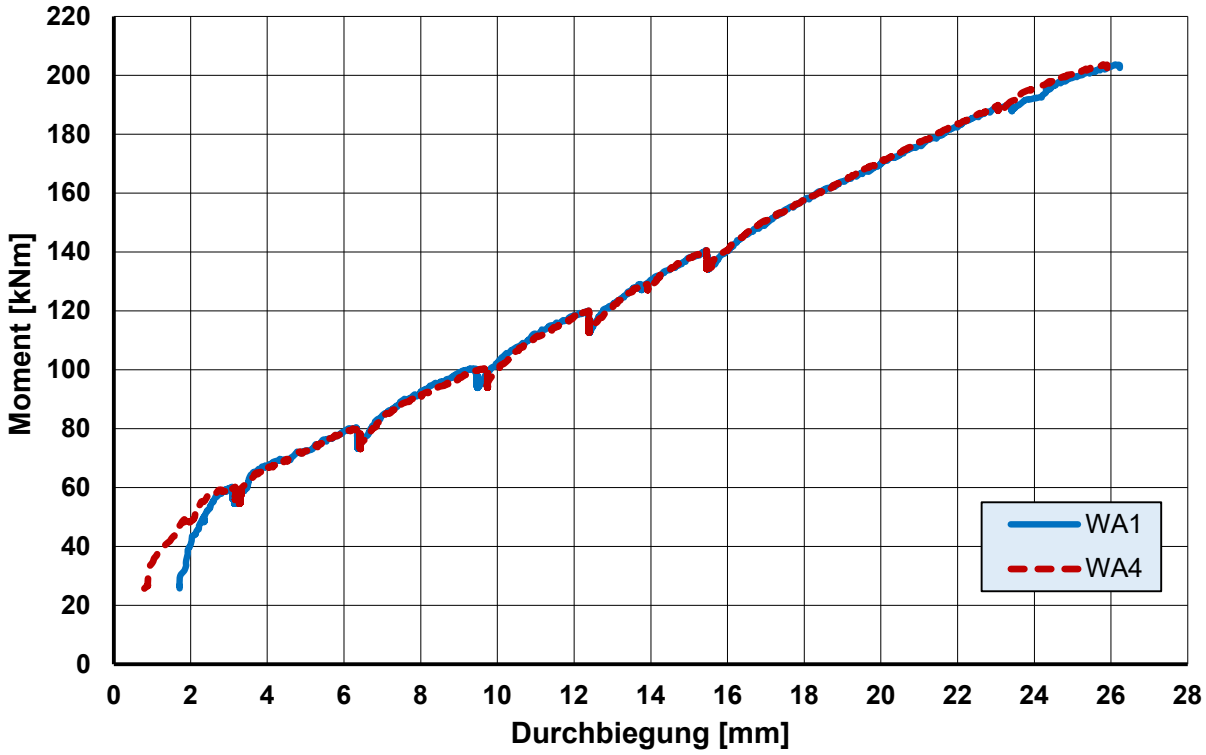


B.3 Ergebnisse Versuchsträger B3

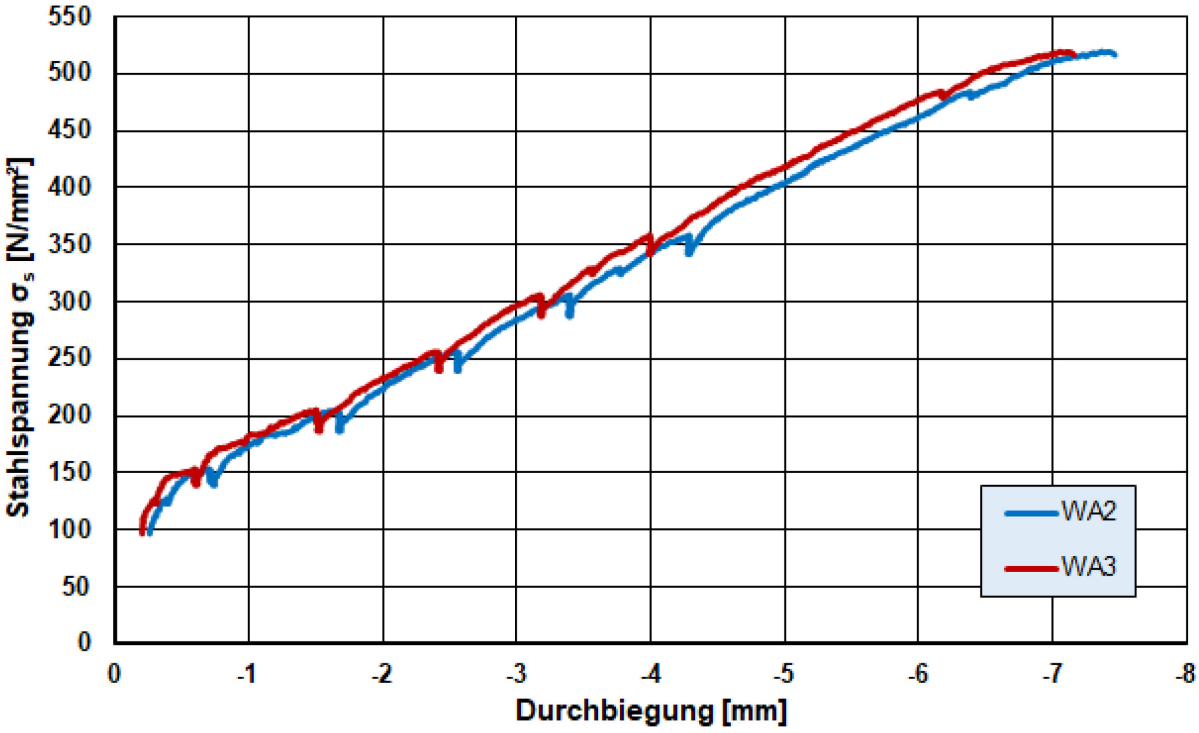
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



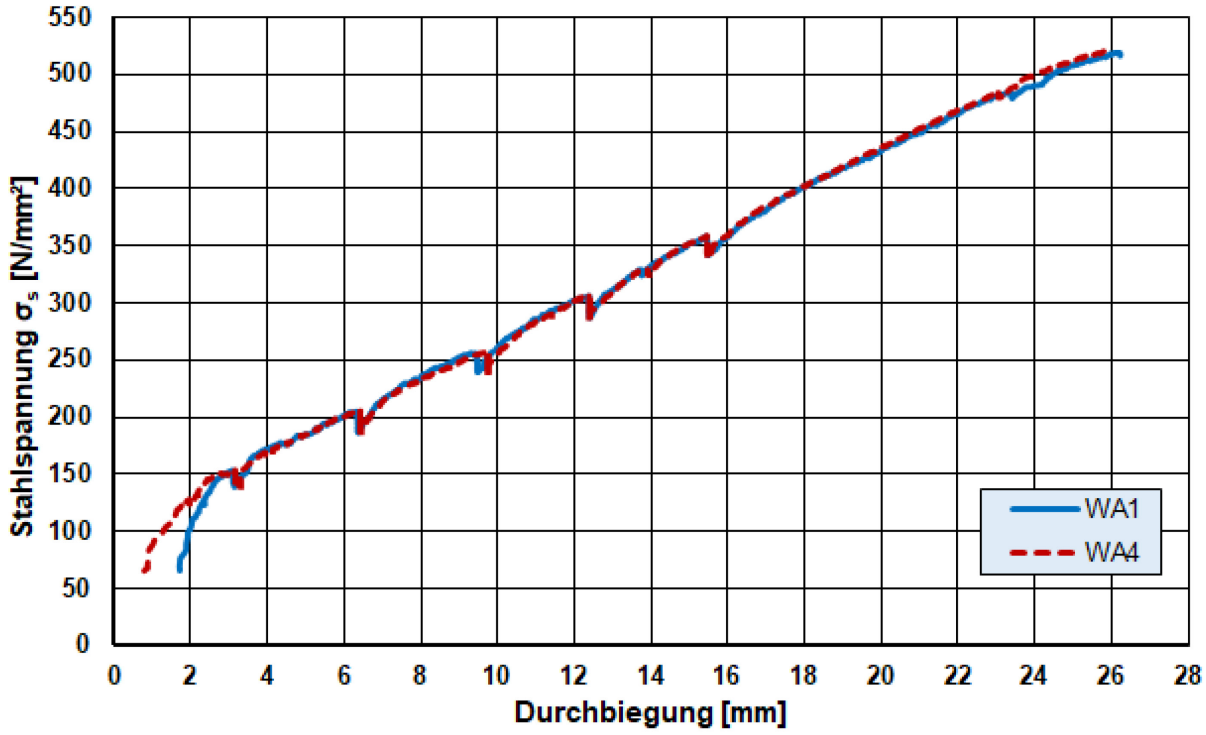
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



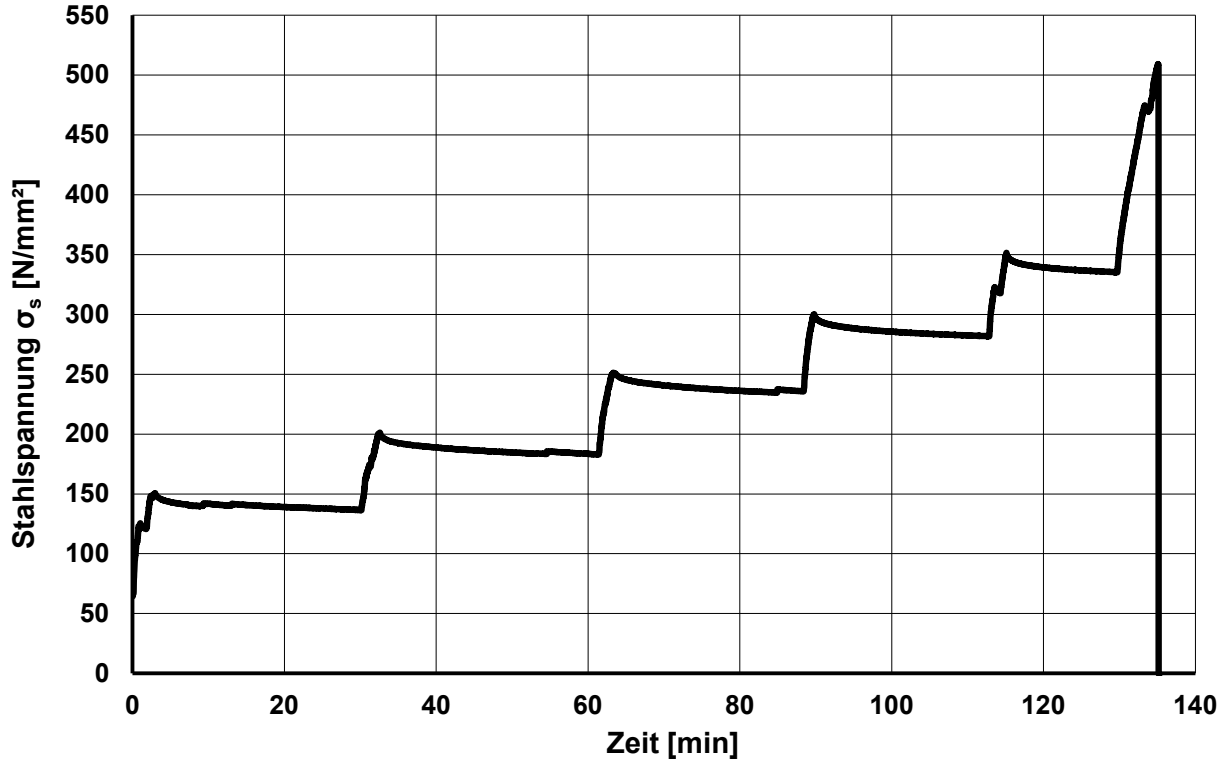
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



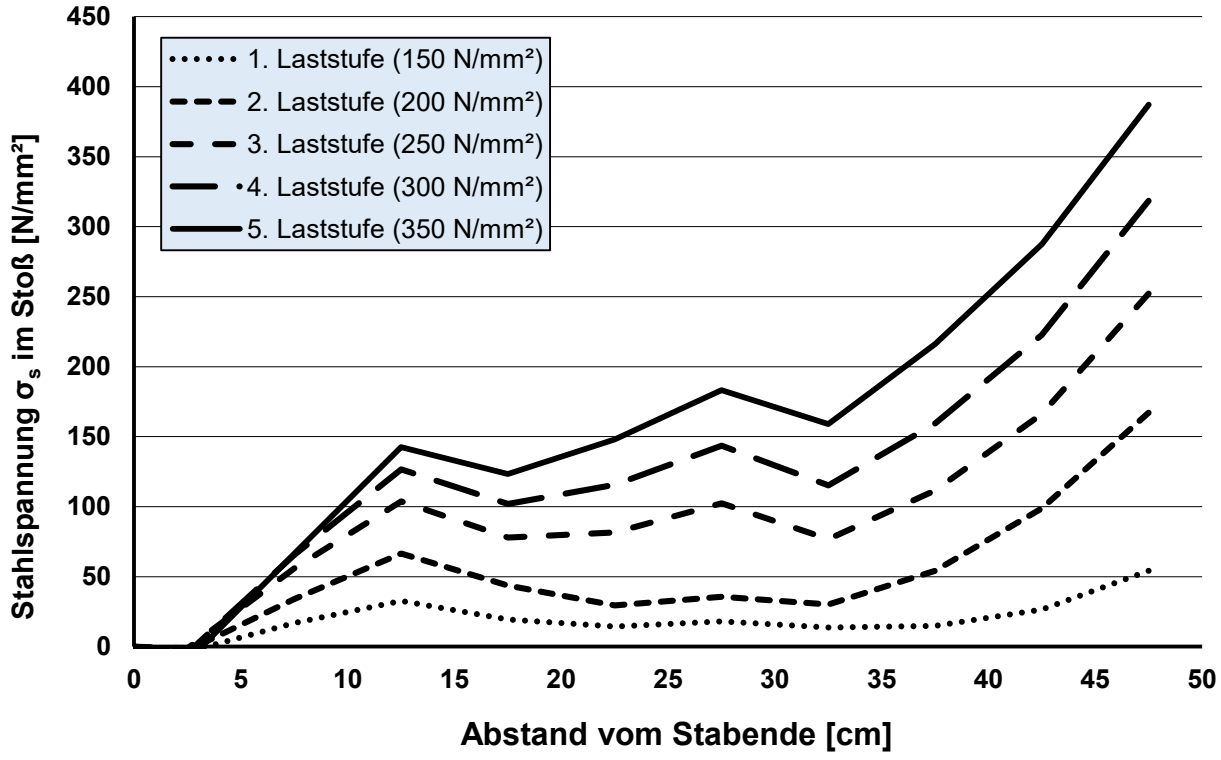
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



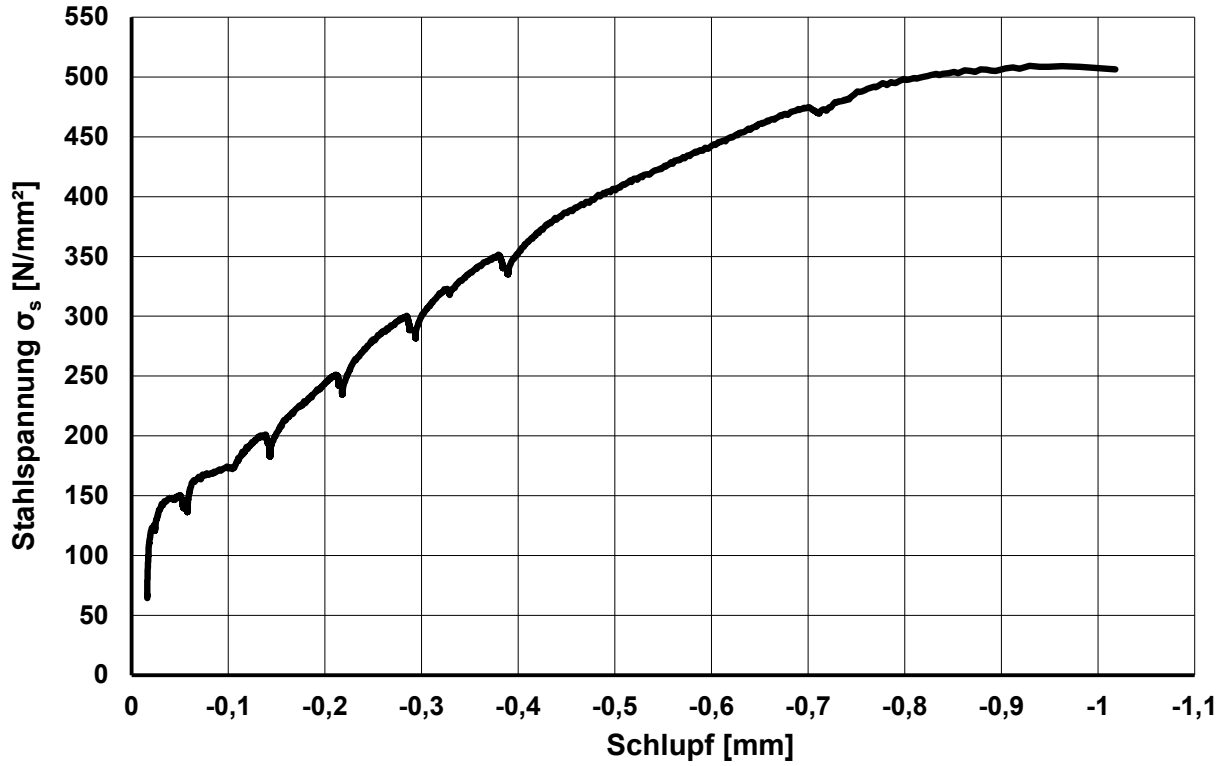
Gemessene Stahlspannung mit Haltepunkten über die Dauer der Versuchsdurchführung



Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (l_0 = 46,7 cm)

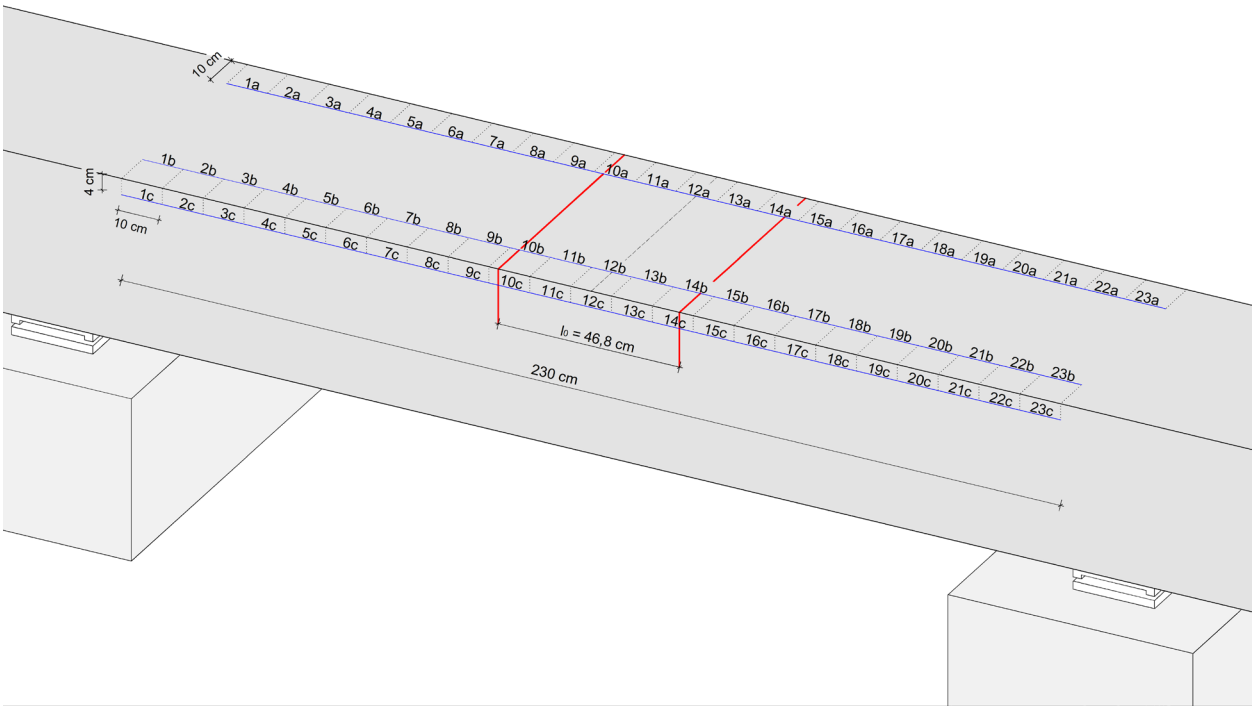


Gemessener Schlupf am Stoßende

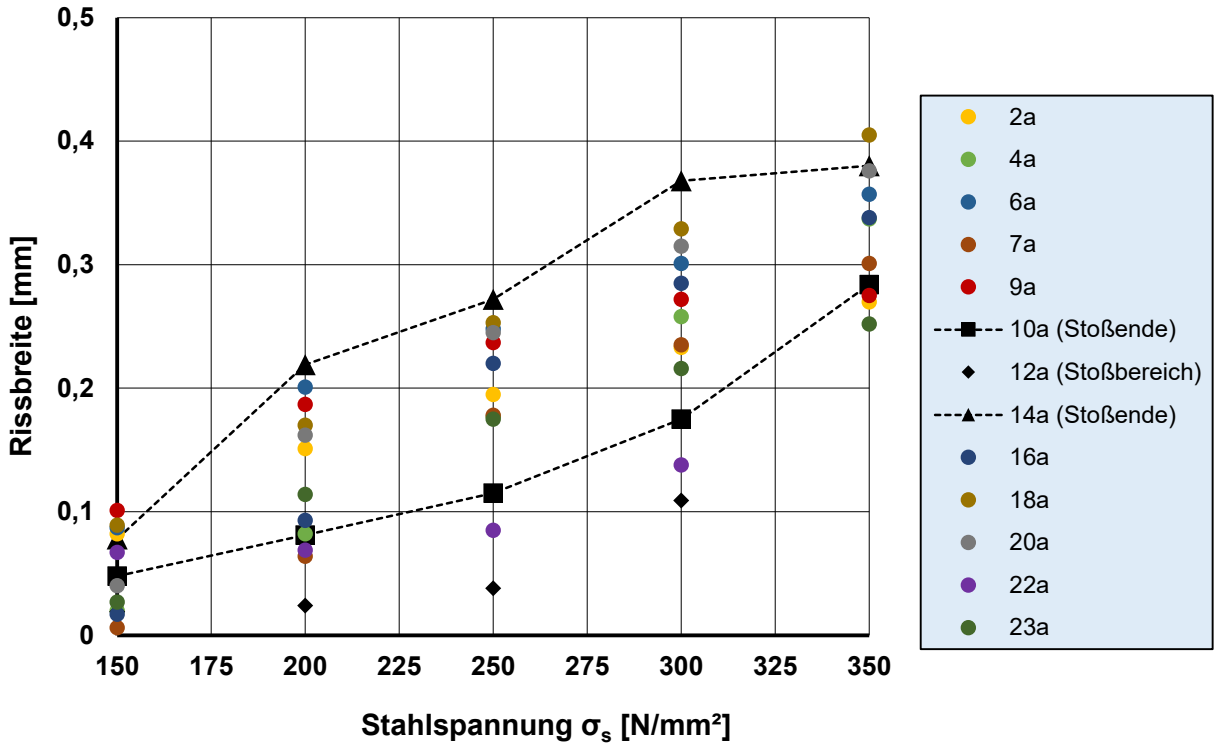


Rissbreitenentwicklung

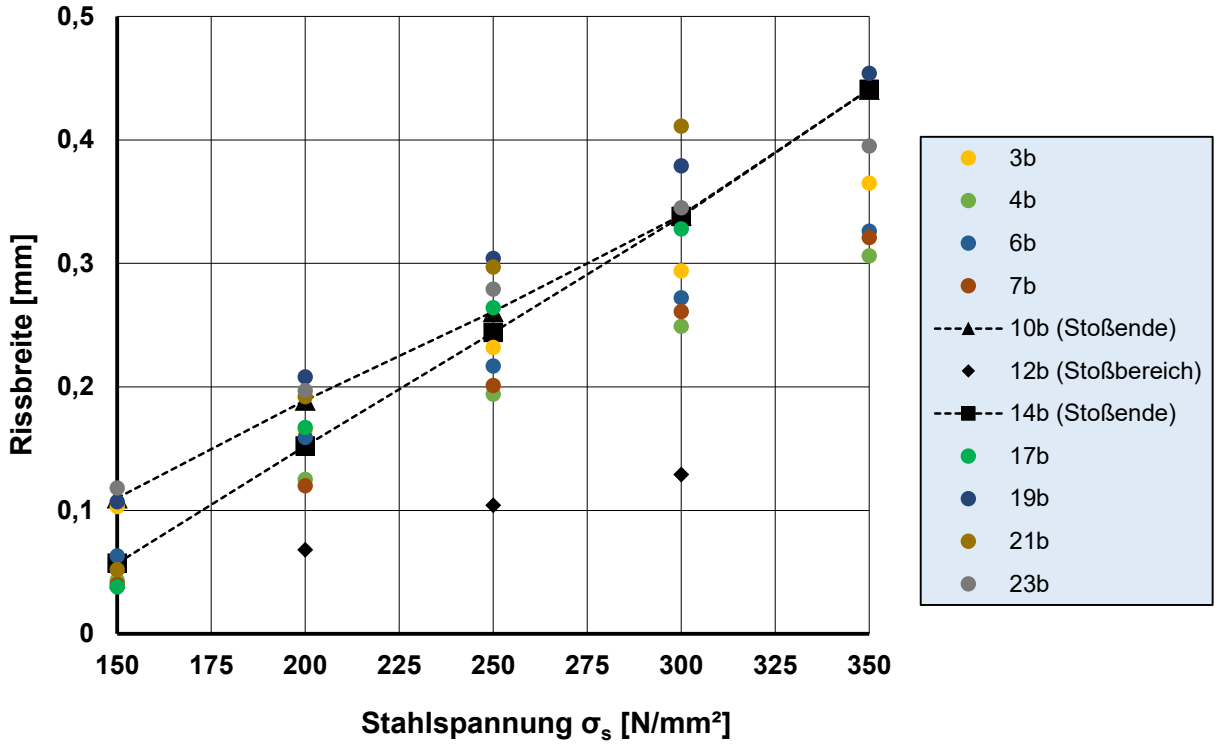
Übersicht der Messintervalle der Spuren a, b und c (Erläuterungen zur Spurlage siehe 4.6.6)



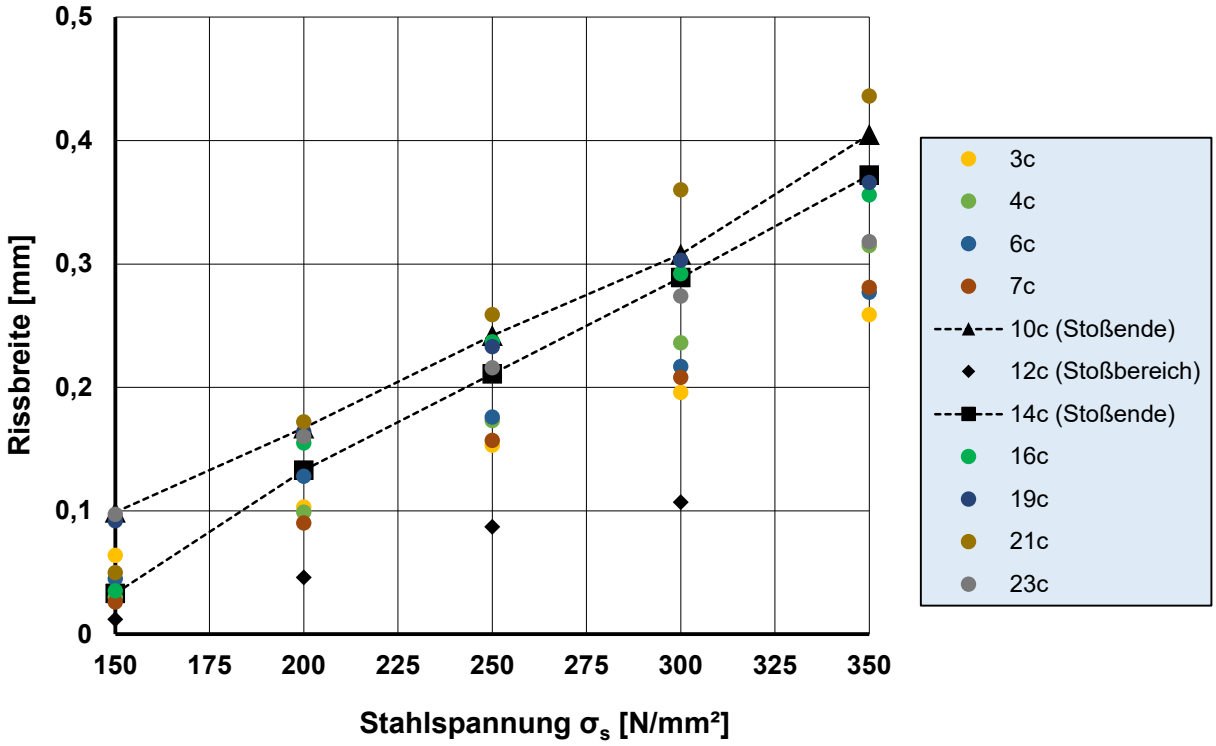
Rissbreiten Spur „a“



Rissbreiten Spur „b“

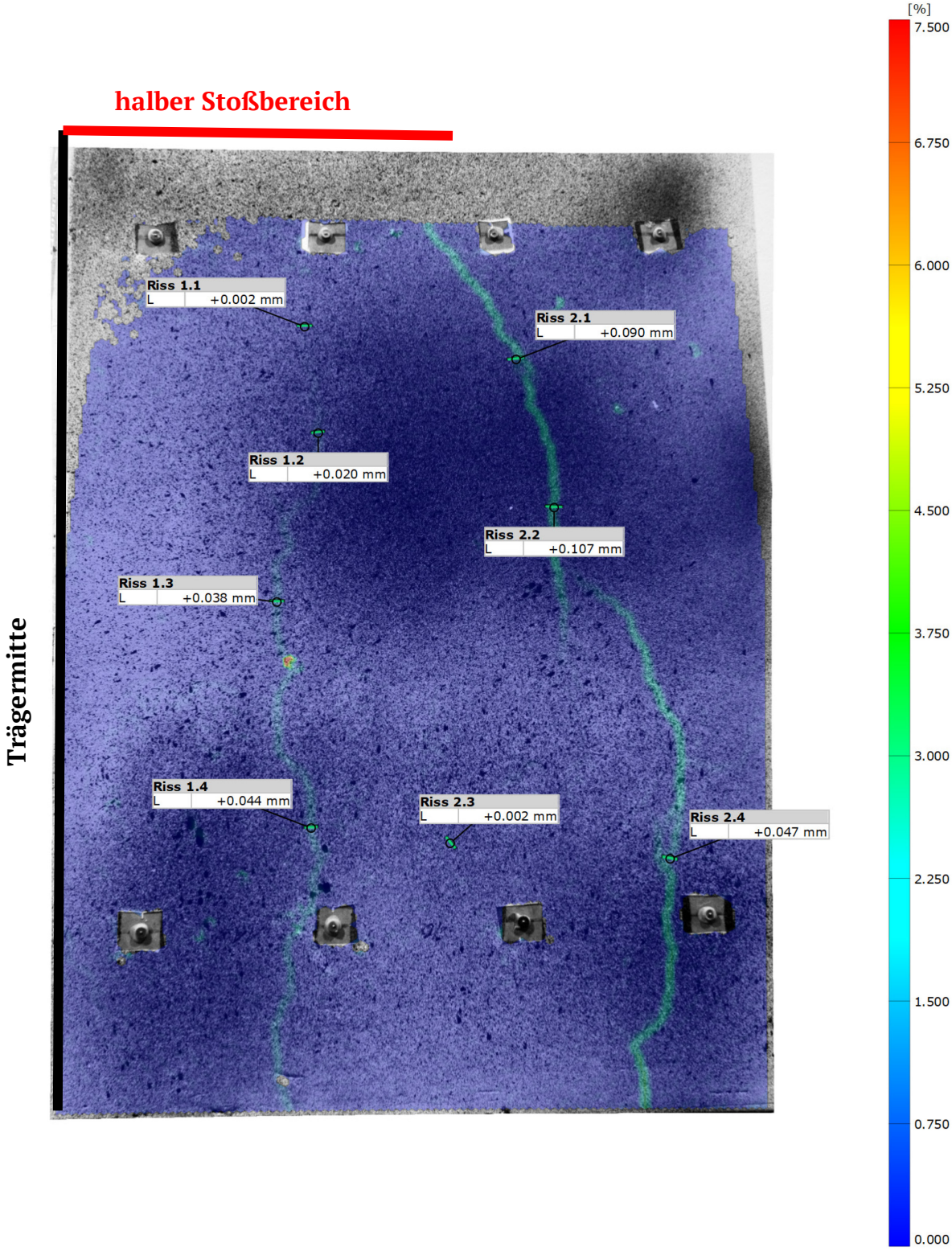


Rissbreiten Spur „c“

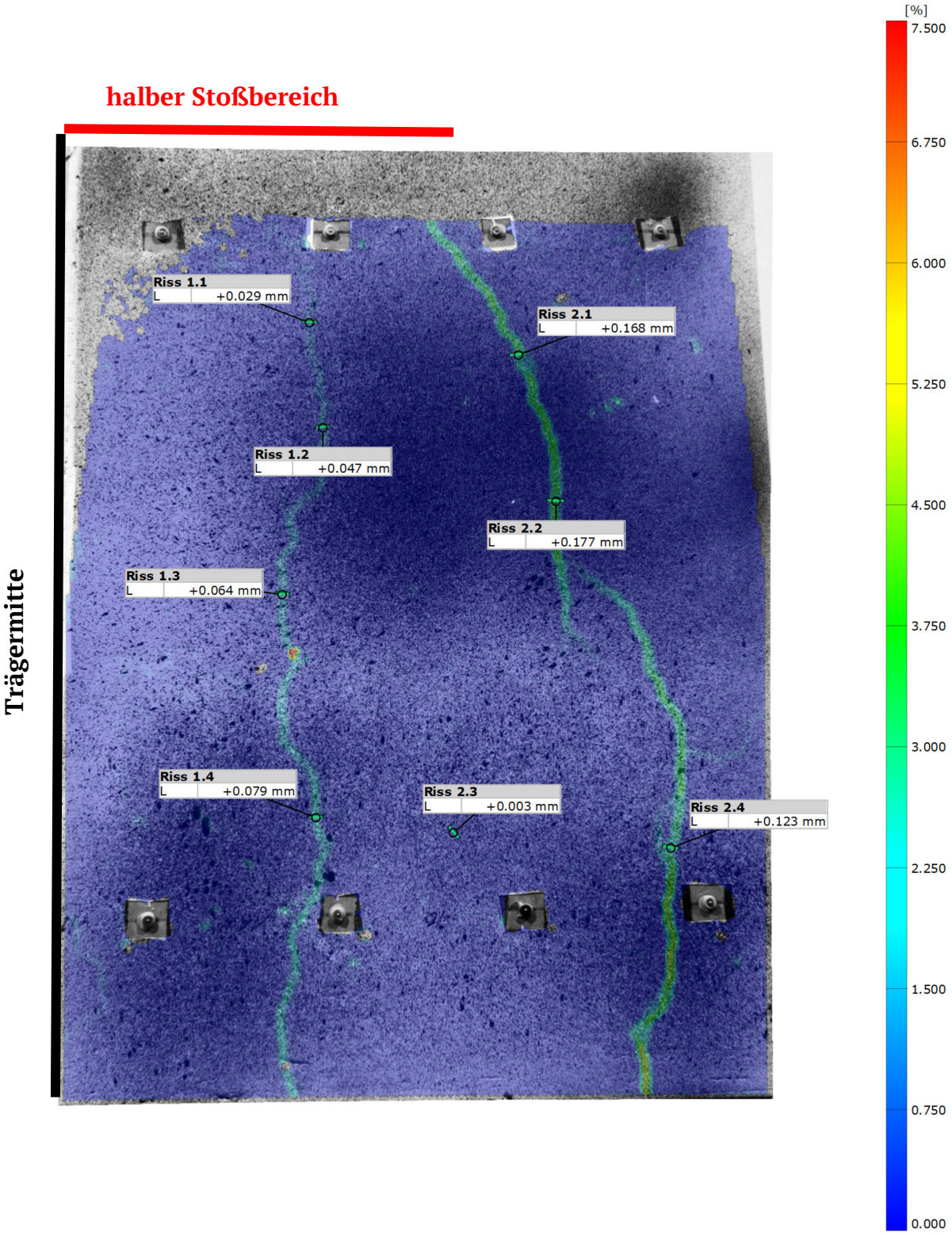


Auswertung der Rissbreiten im Stoßbereich auf der Trägeroberseite mittels GOM Correlate

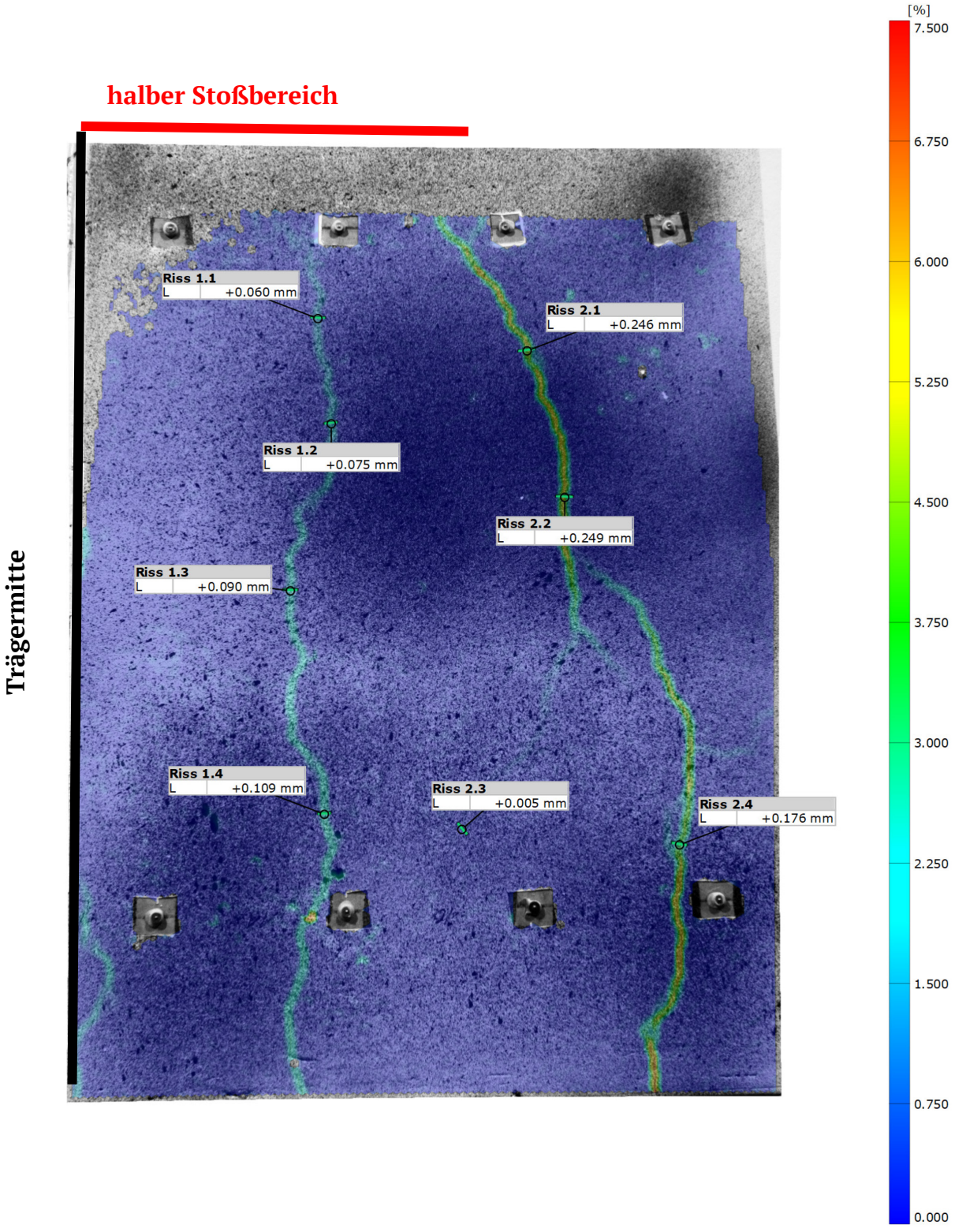
Laststufe 1 (σ_s = 150 N/mm²)



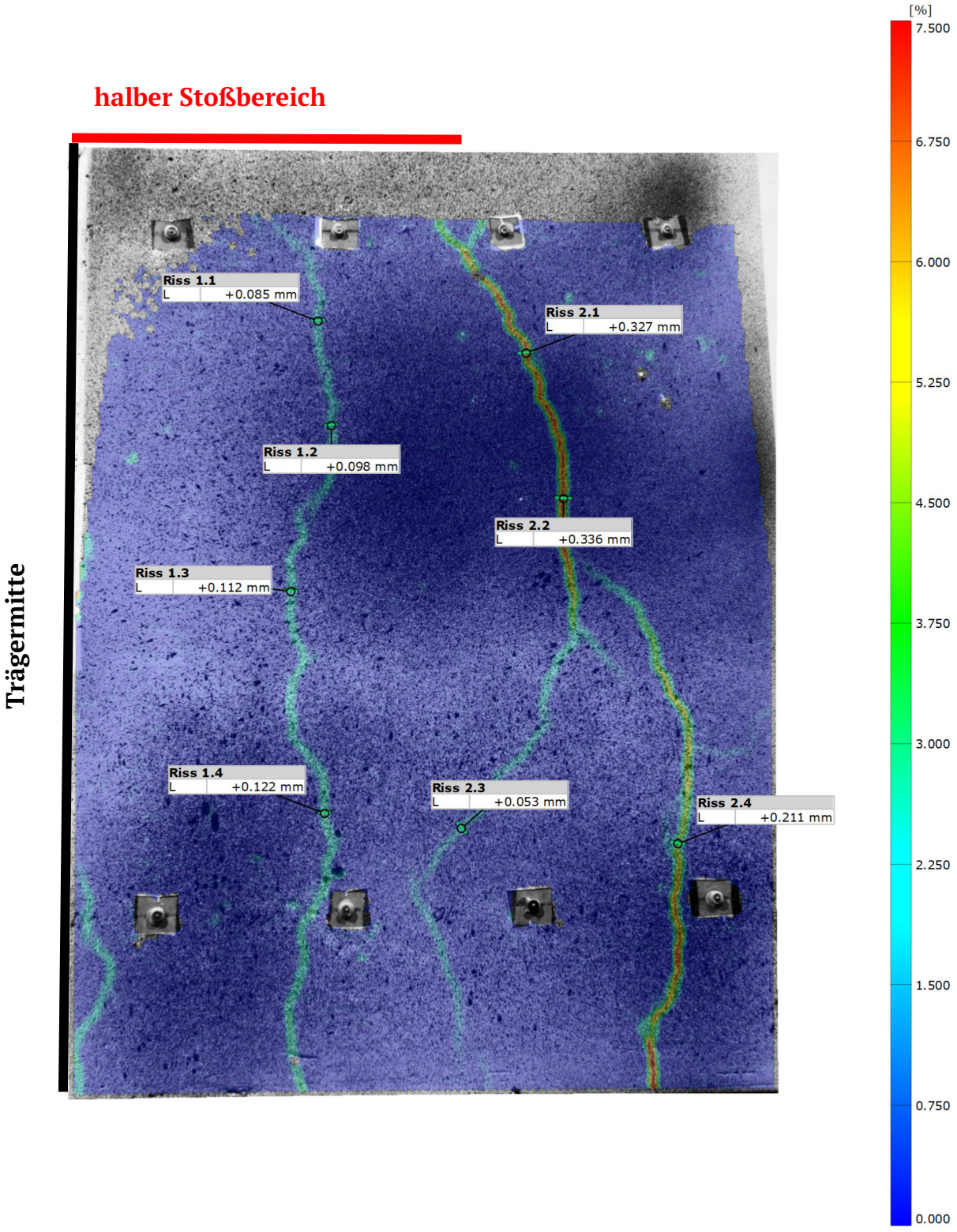
Laststufe 2 (σ_s = 200 N/mm²)



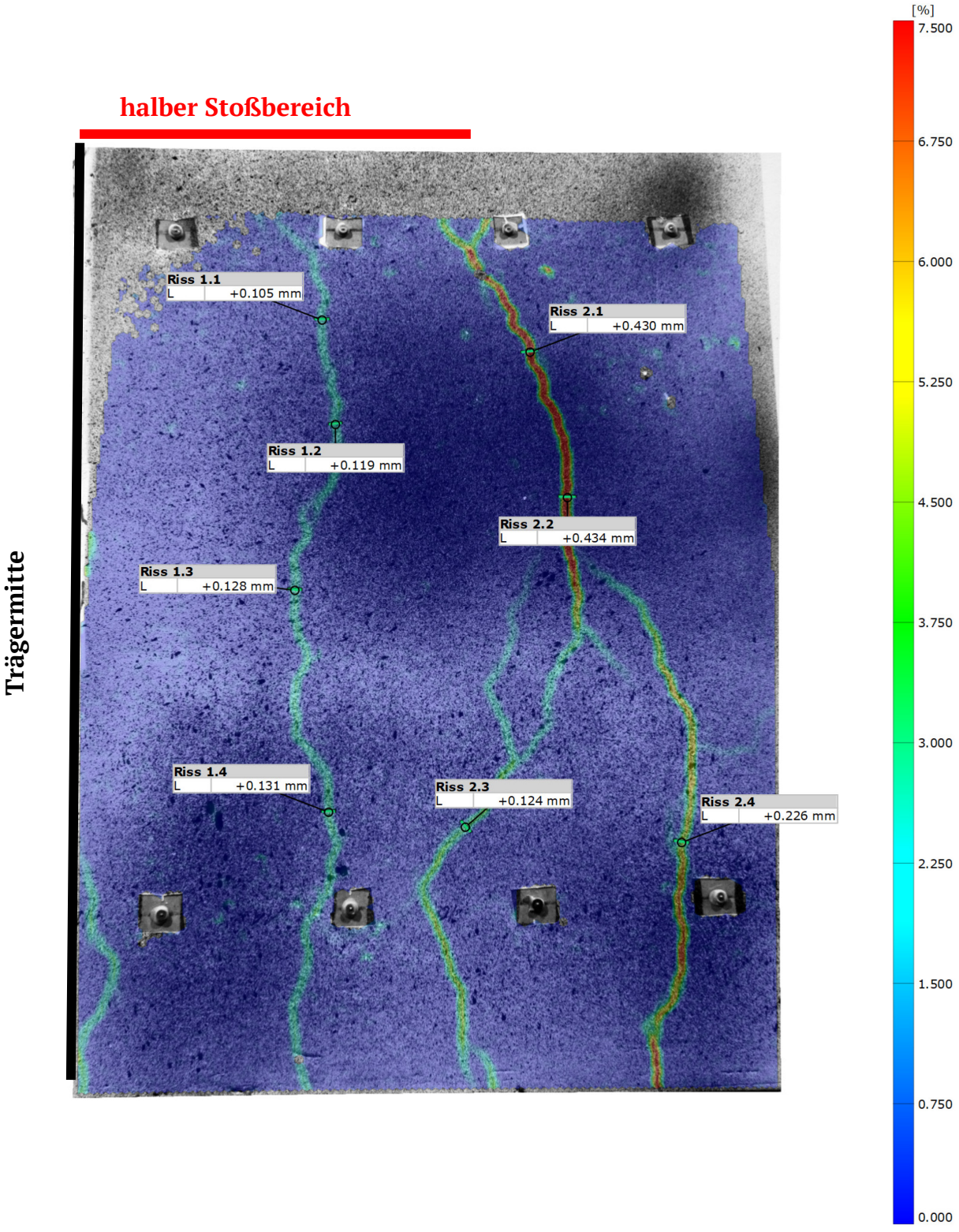
Laststufe 3 (σ_s = 250 N/mm²)



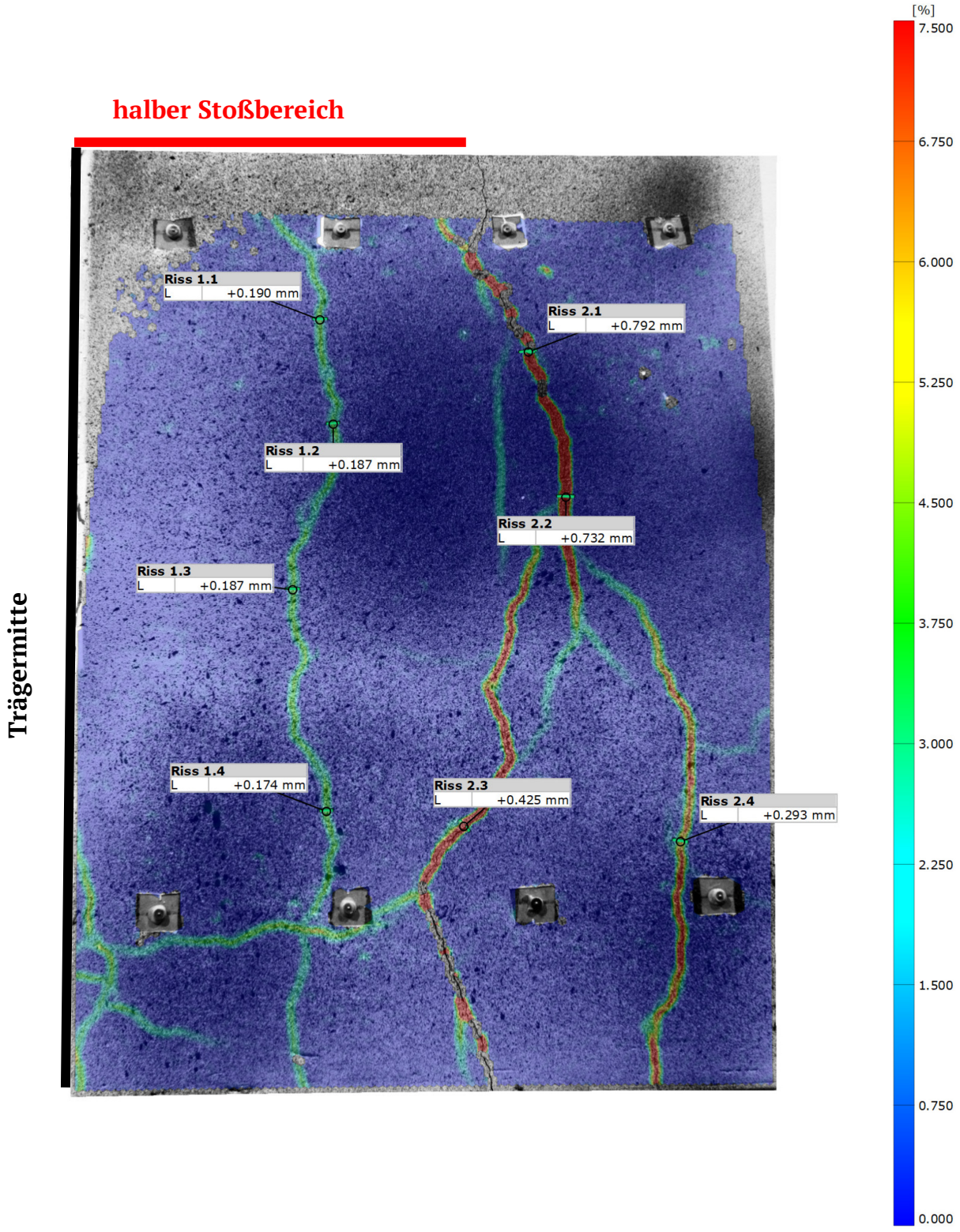
Laststufe 4 (σ_s = 300 N/mm²)



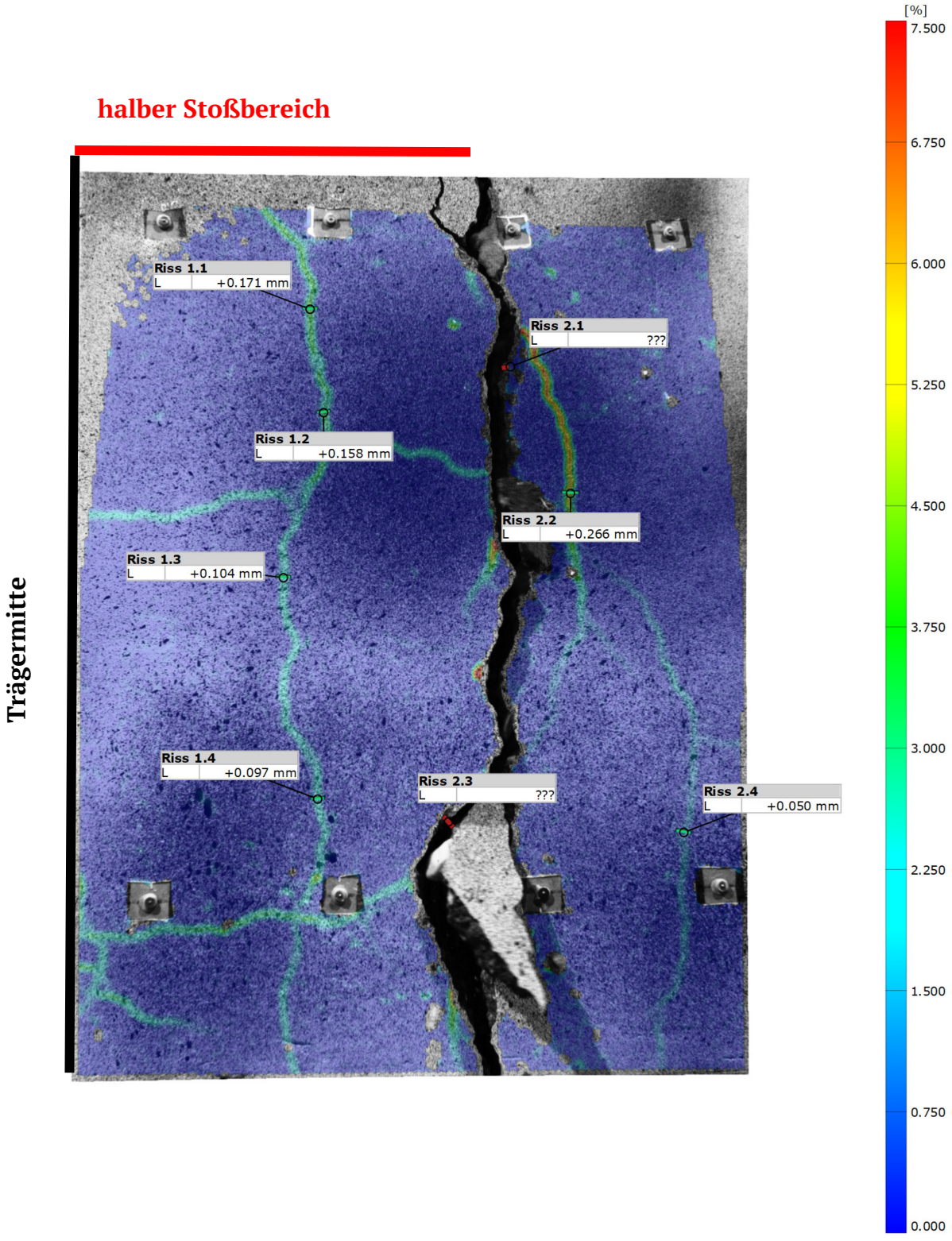
Laststufe 5 (σ_s = 350 N/mm²)



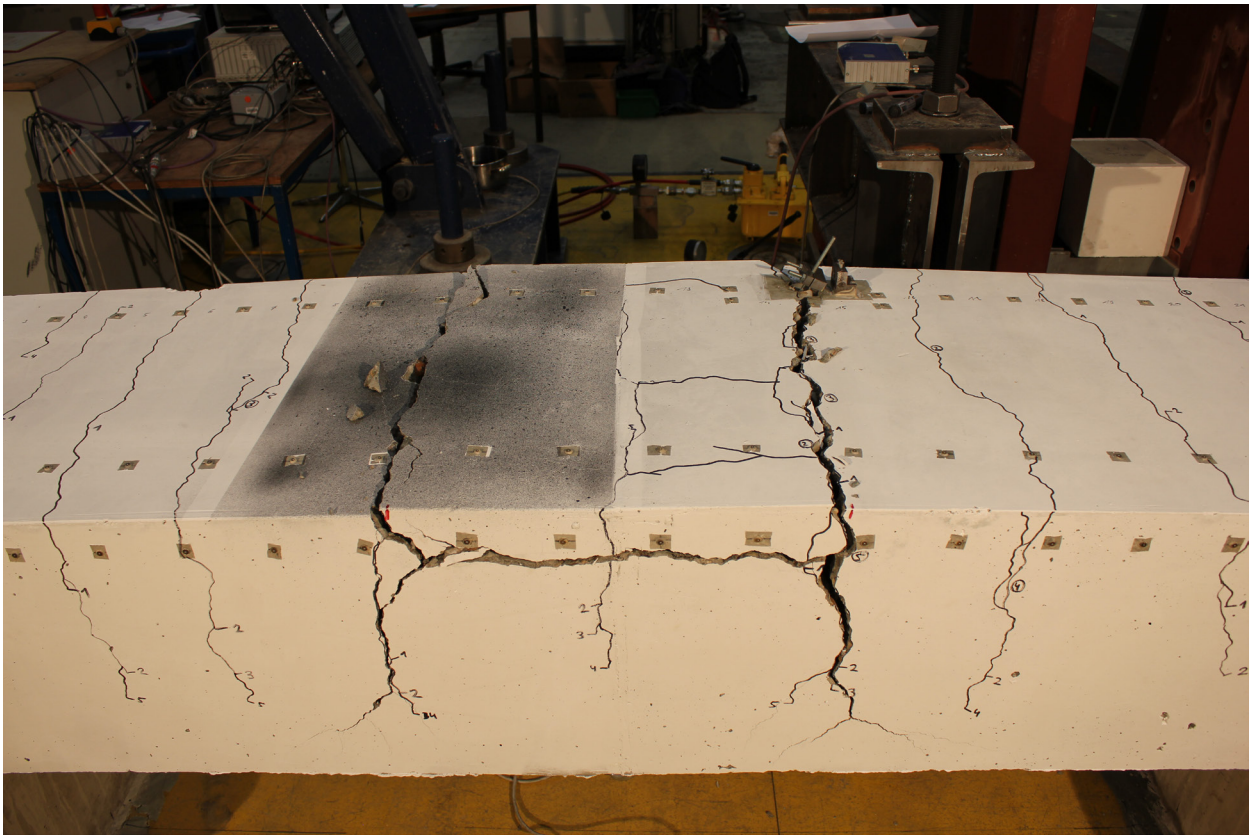
Rissbild unmittelbar vor dem Versagen

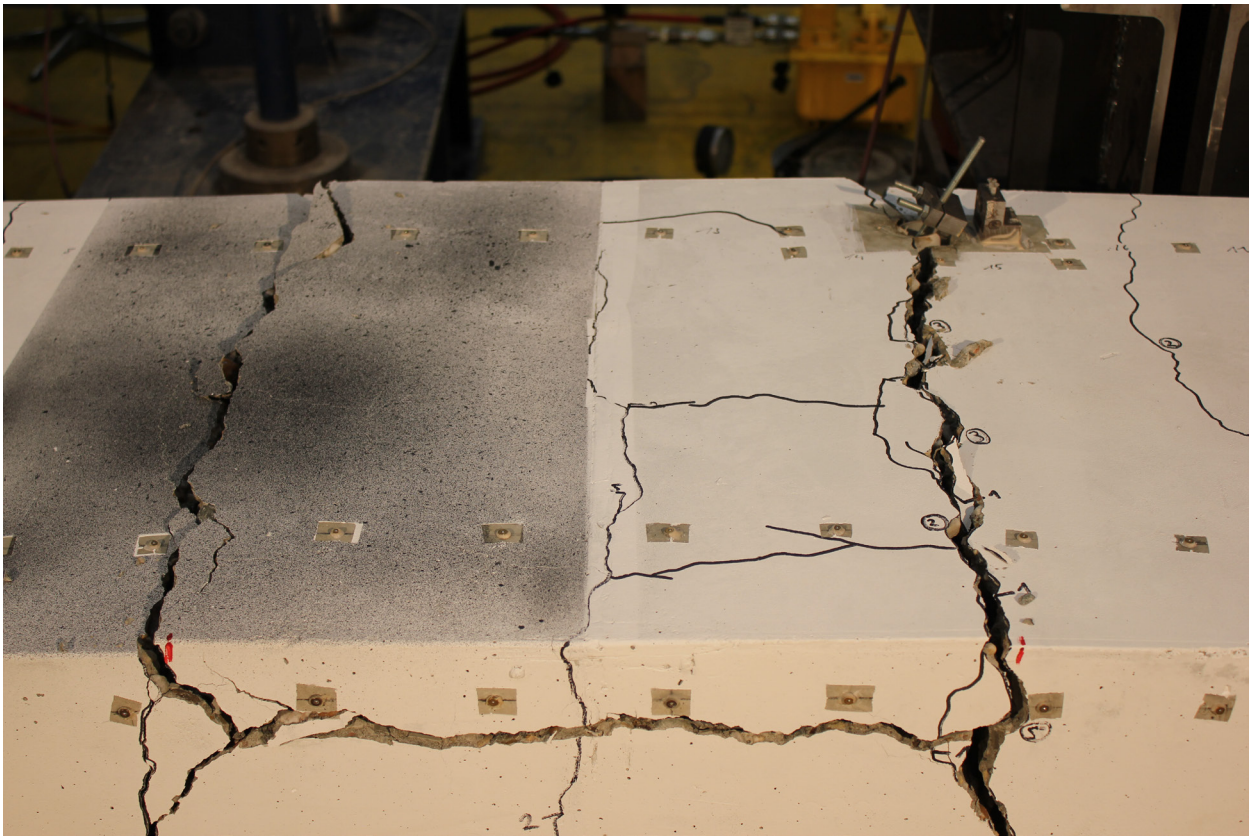


Bruchzustand



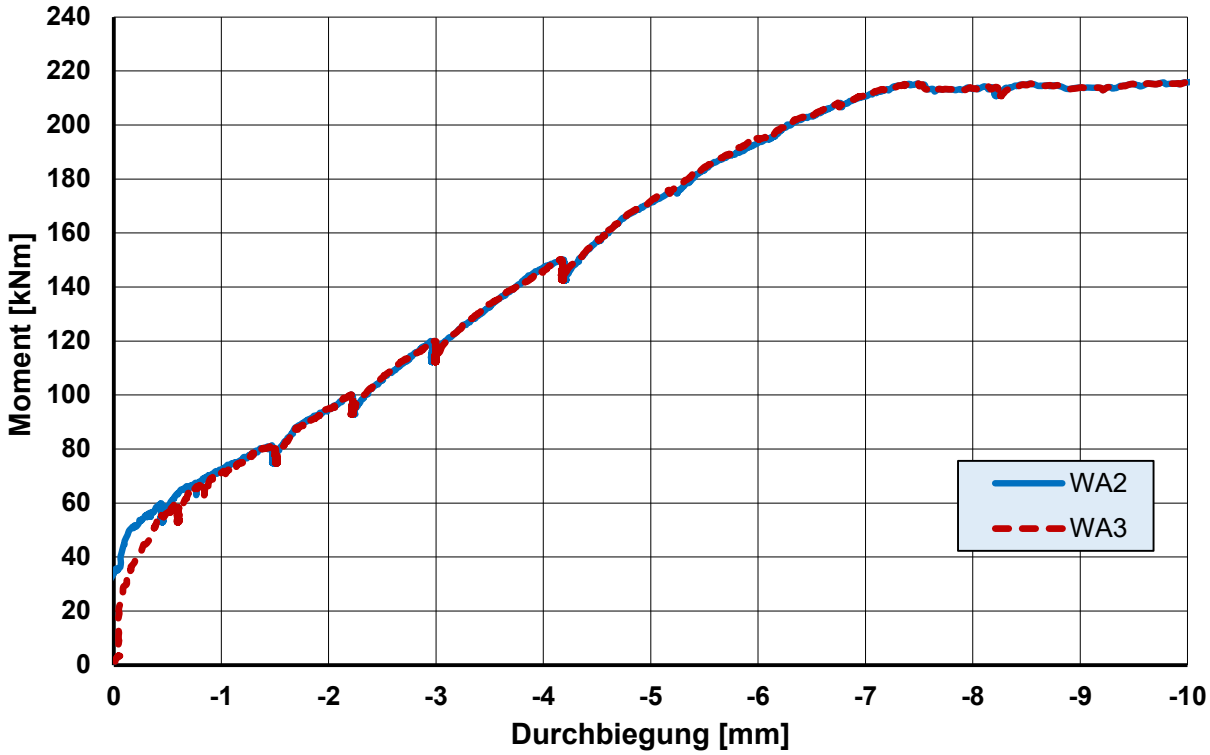
Bruchbilder



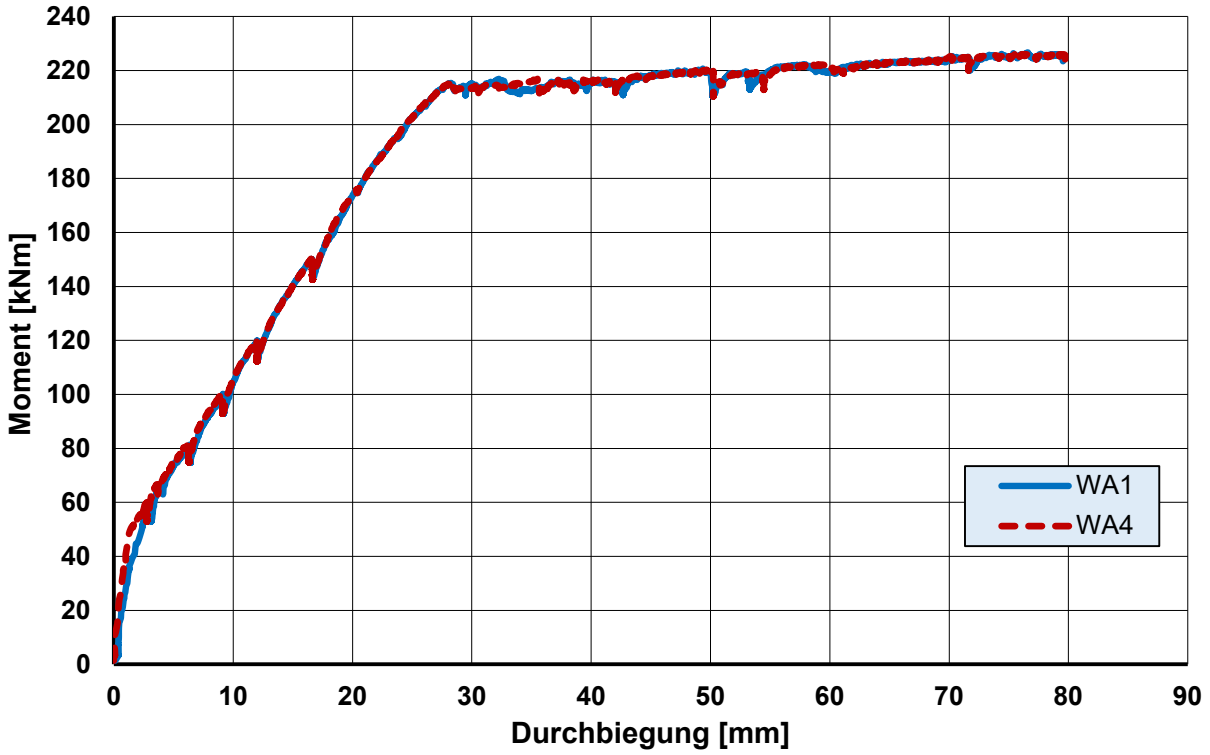


B.4 Ergebnisse Versuchsträger B4

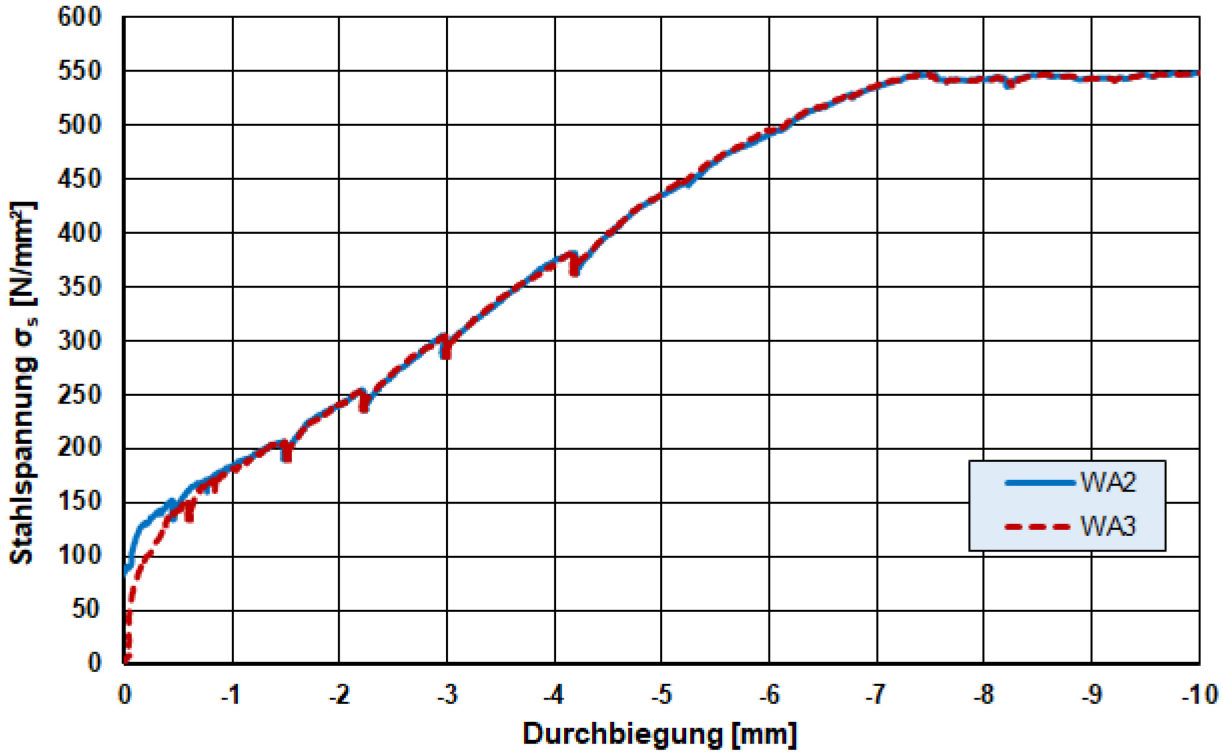
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



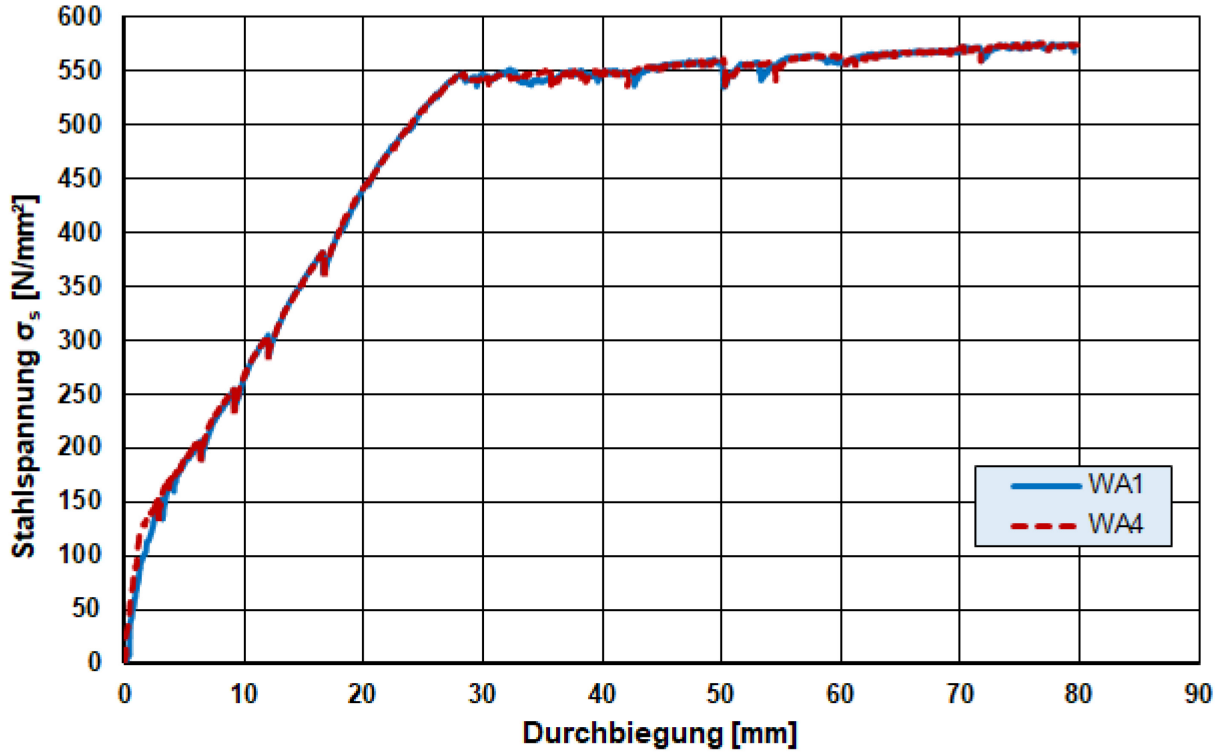
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



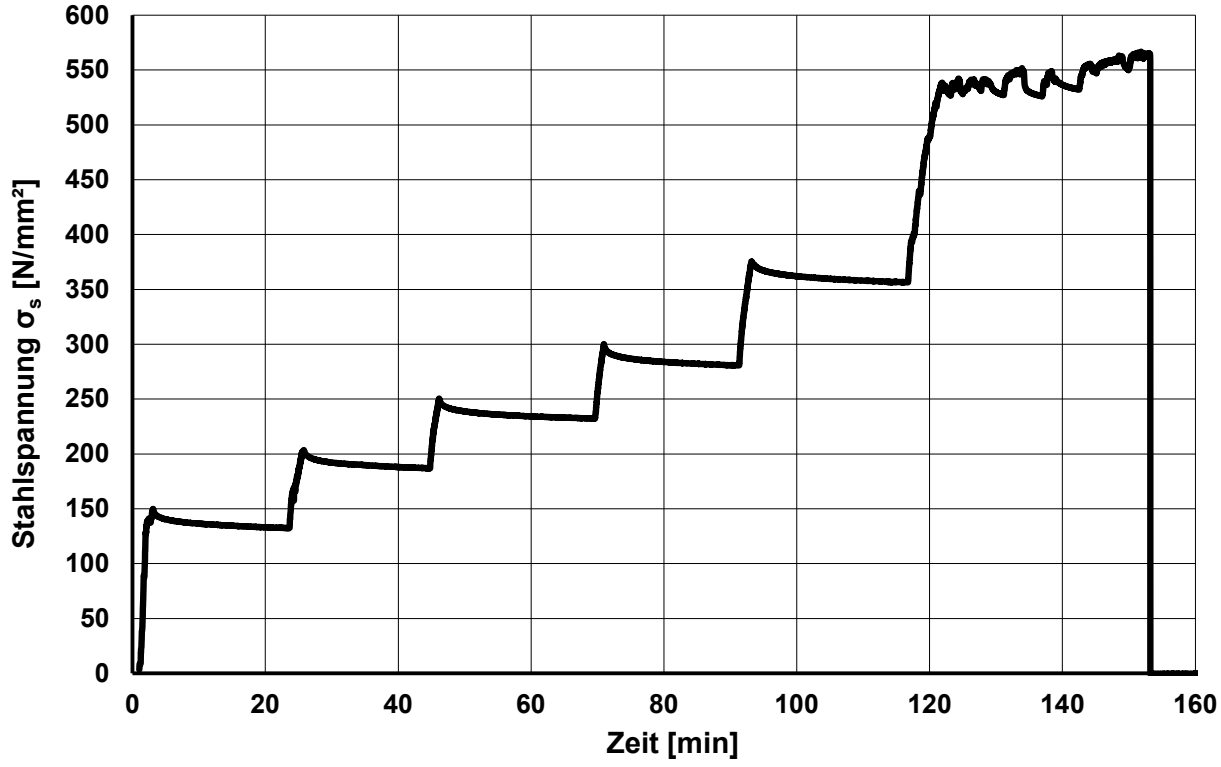
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



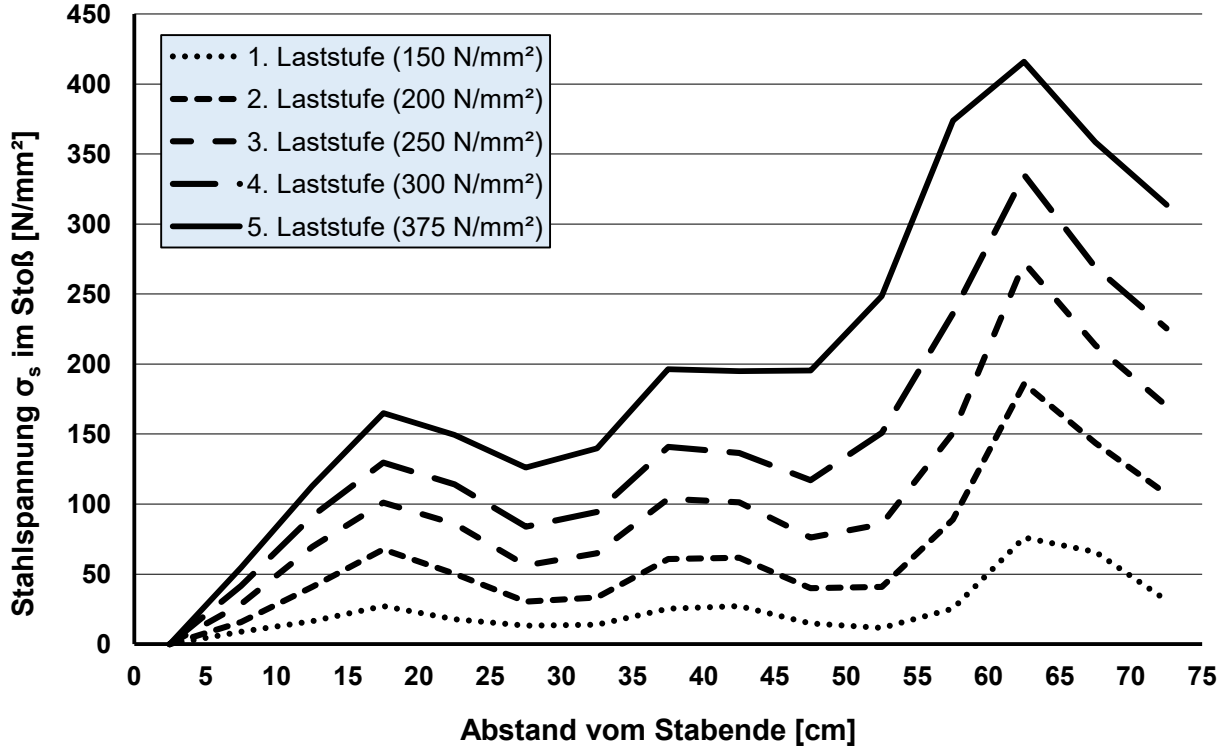
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



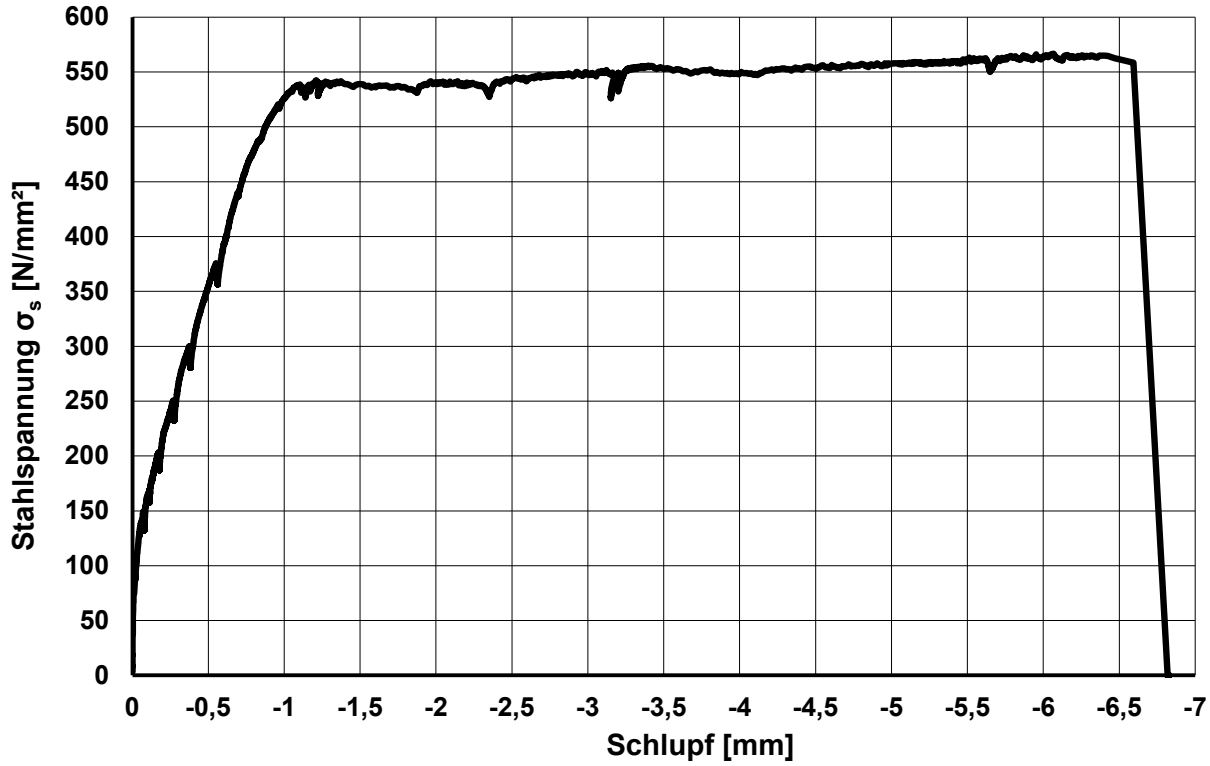
Gemessene Stahlspannung mit Haltepunkten über die Dauer der Versuchsdurchführung



Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (l_0 = 58,3 cm)

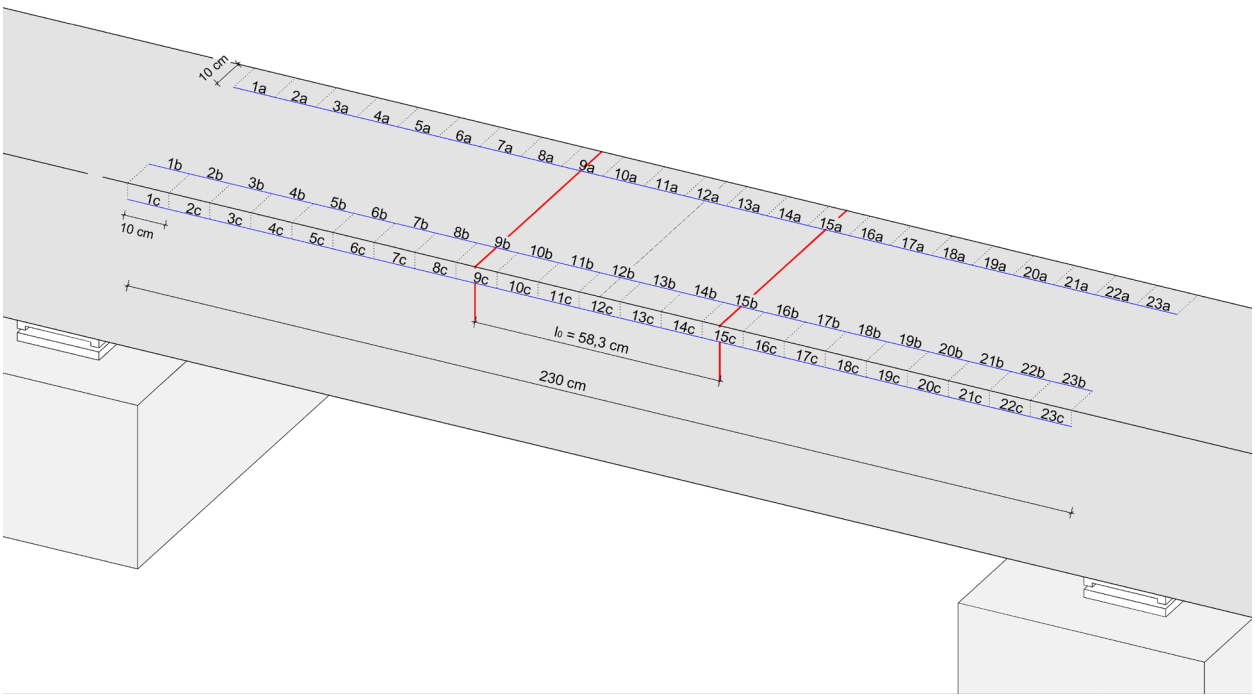


Gemessener Schlupf am Stoßende

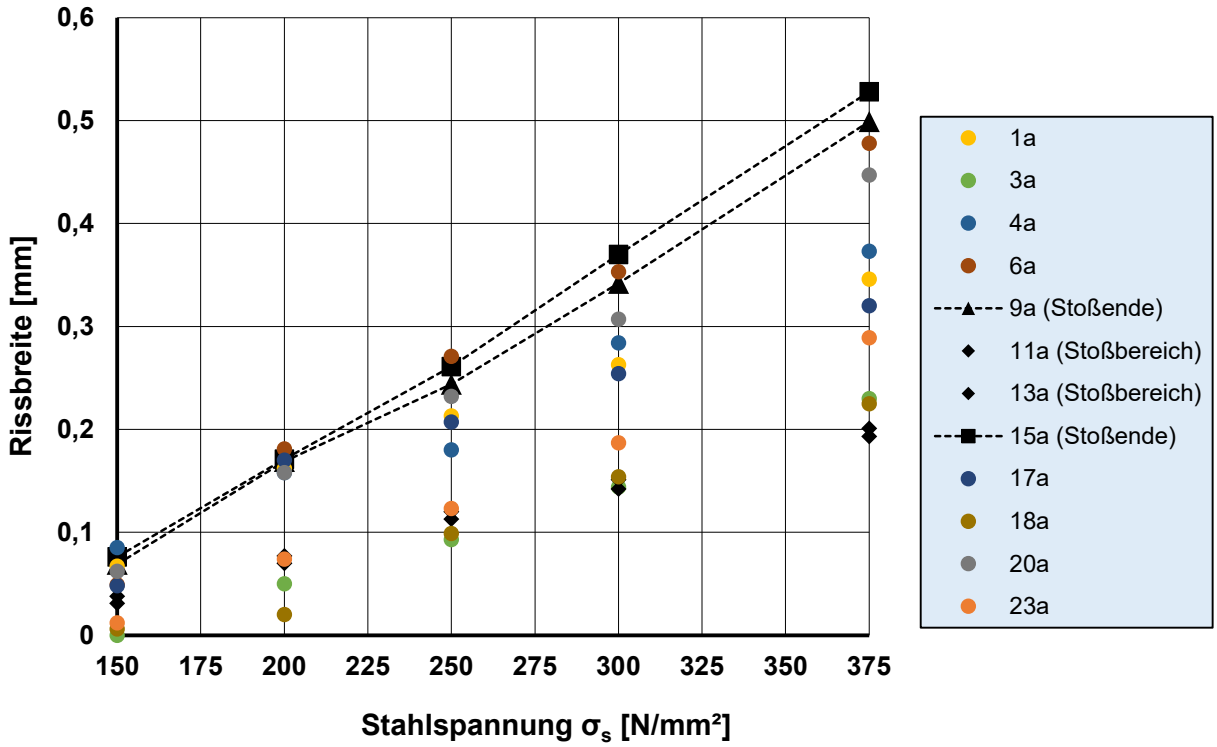


Rissbreitenentwicklung

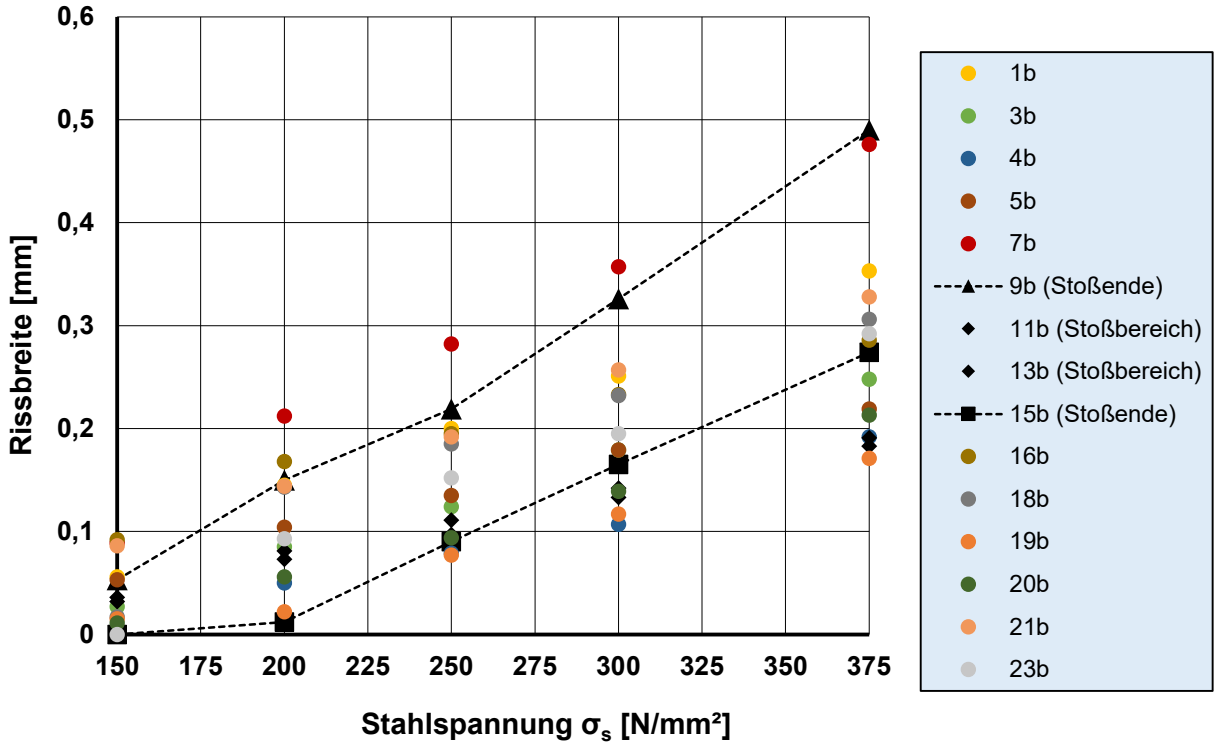
Übersicht der Messintervalle der Spuren a, b und c (Erläuterungen zur Spurlage siehe 4.6.6)



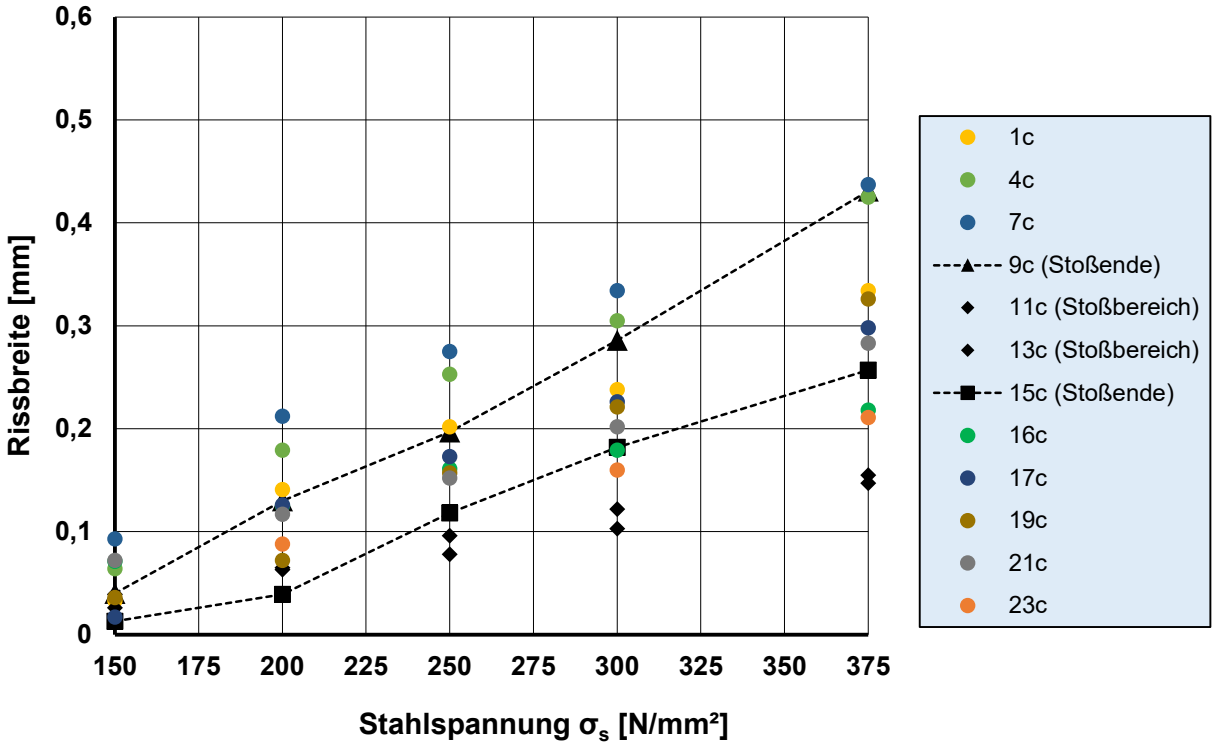
Rissbreiten Spur „a“



Rissbreiten Spur „b“

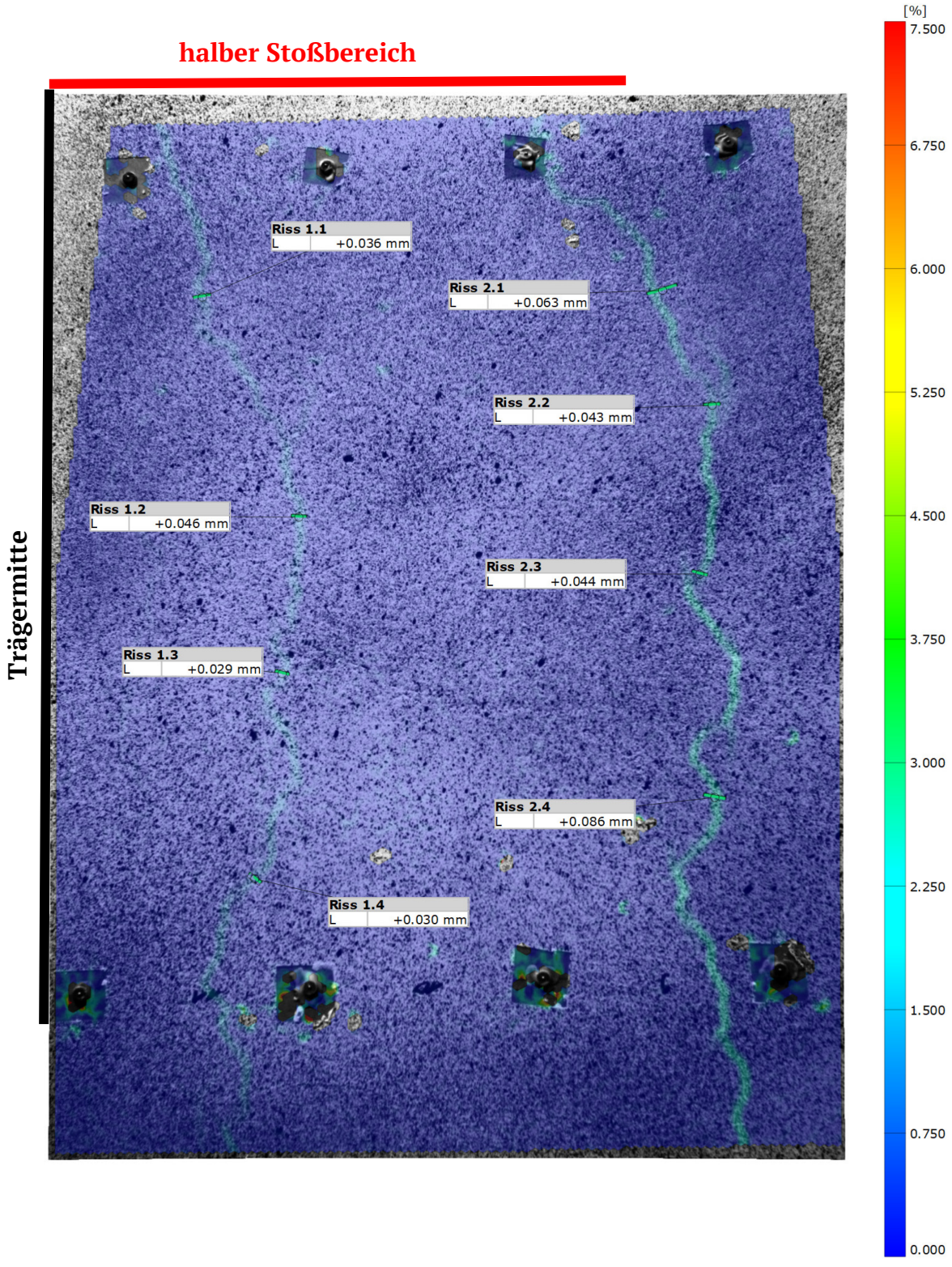


Rissbreiten Spur „c“

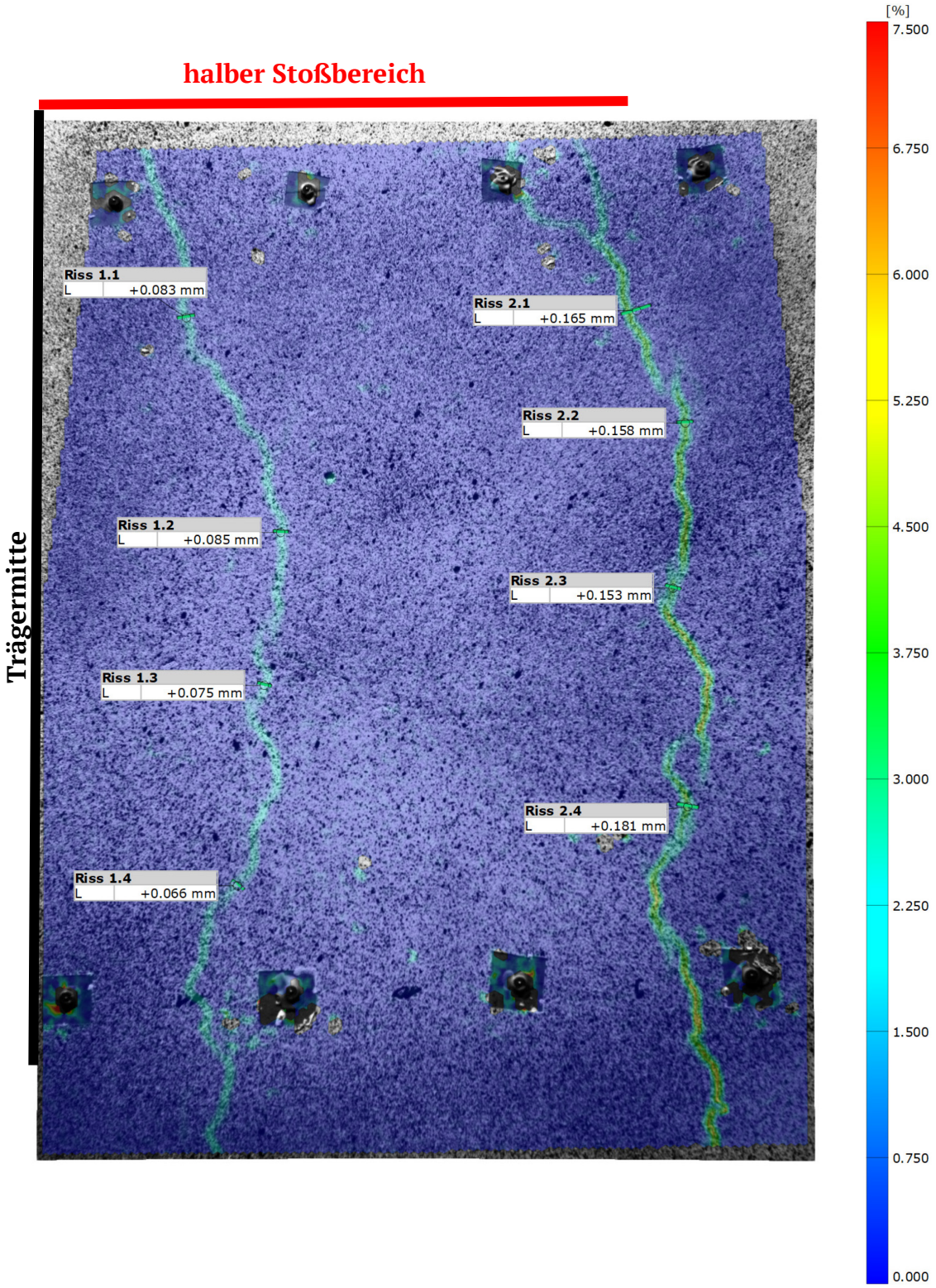


Auswertung der Rissbreiten im Stoßbereich auf der Trägeroberseite mittels GOM Correlate

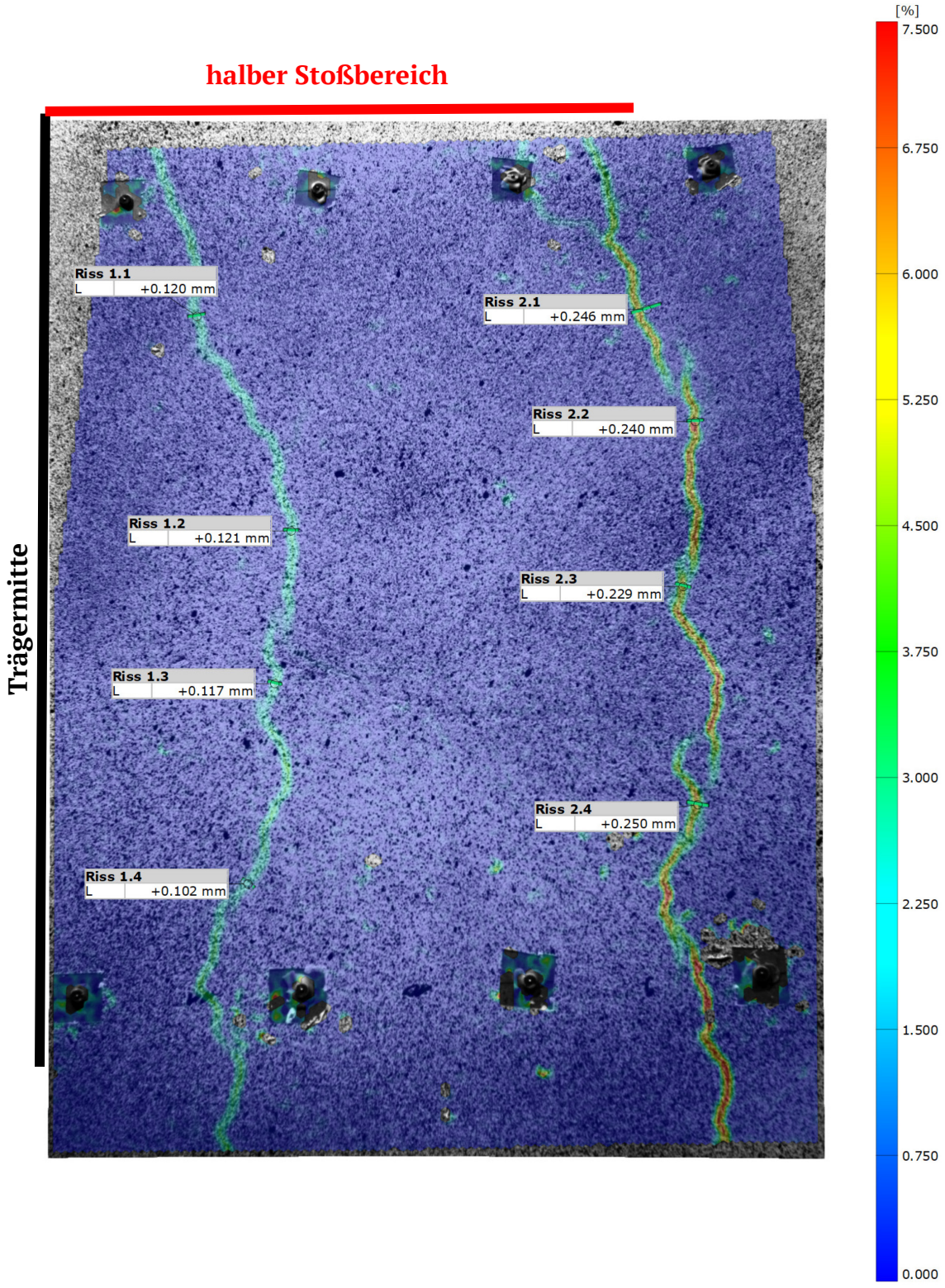
Laststufe 1 (σ_s = 150 N/mm²)



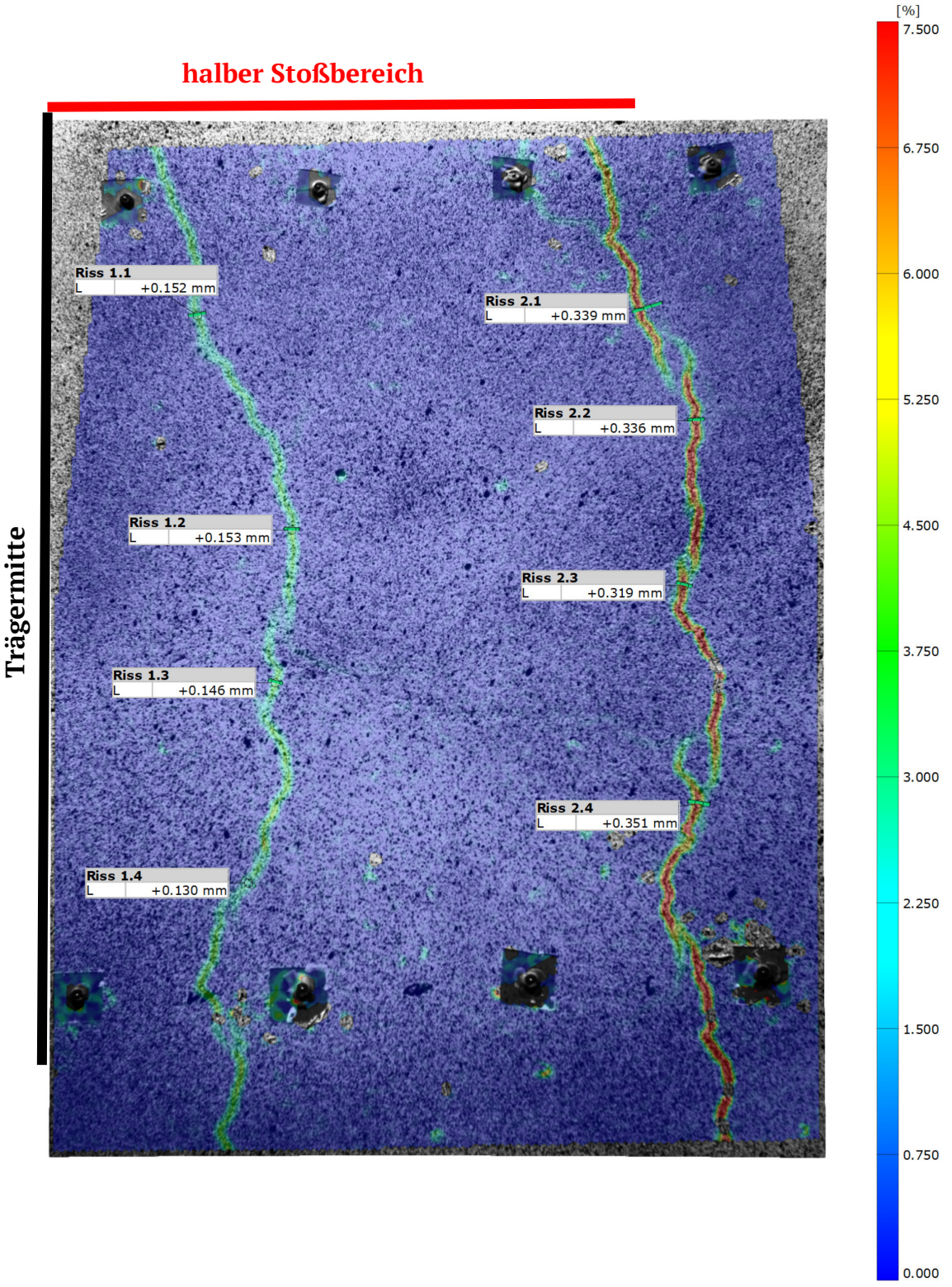
Laststufe 2 (σ_s = 200 N/mm²)



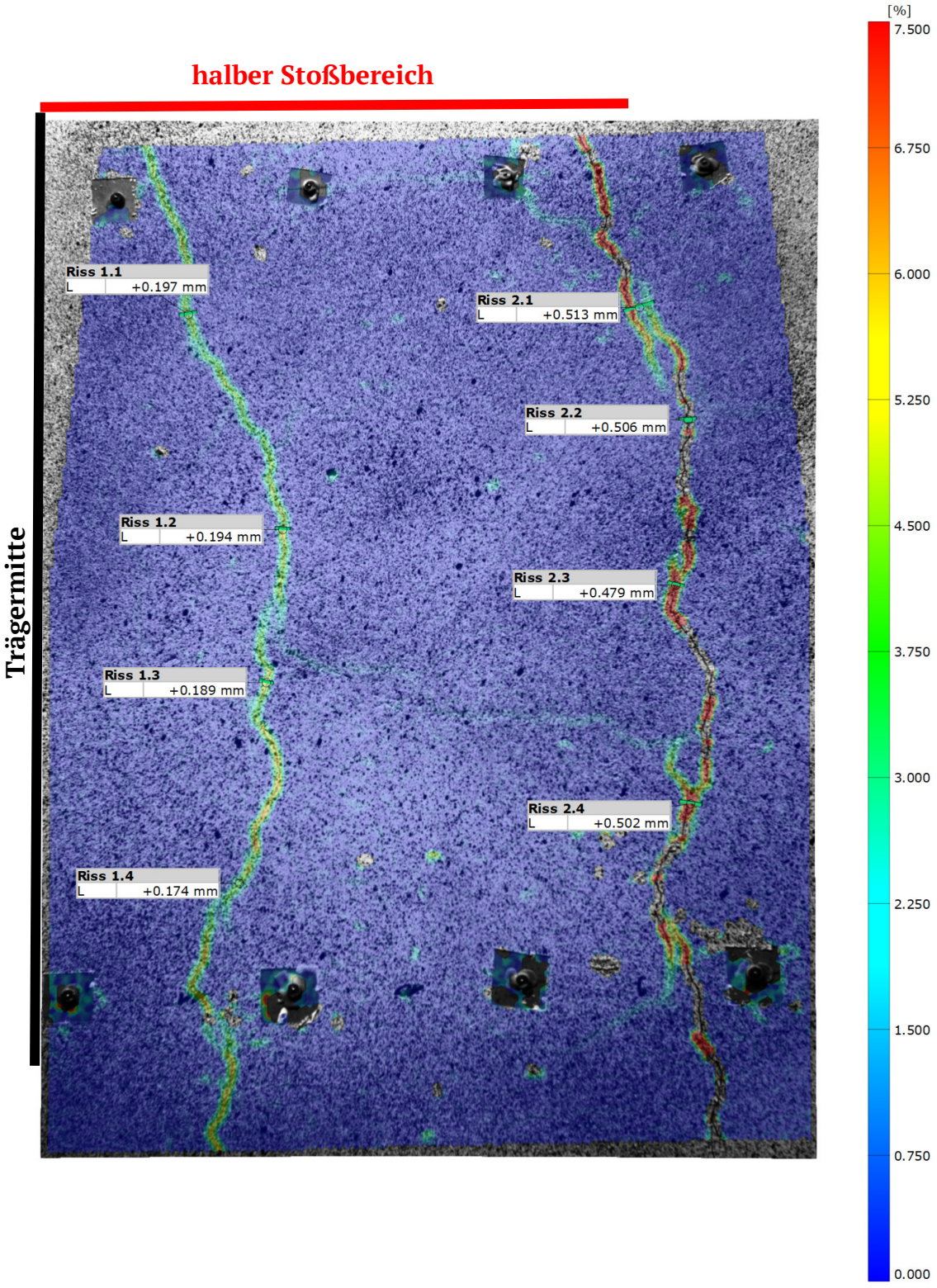
Laststufe 3 (σ_s = 250 N/mm²)



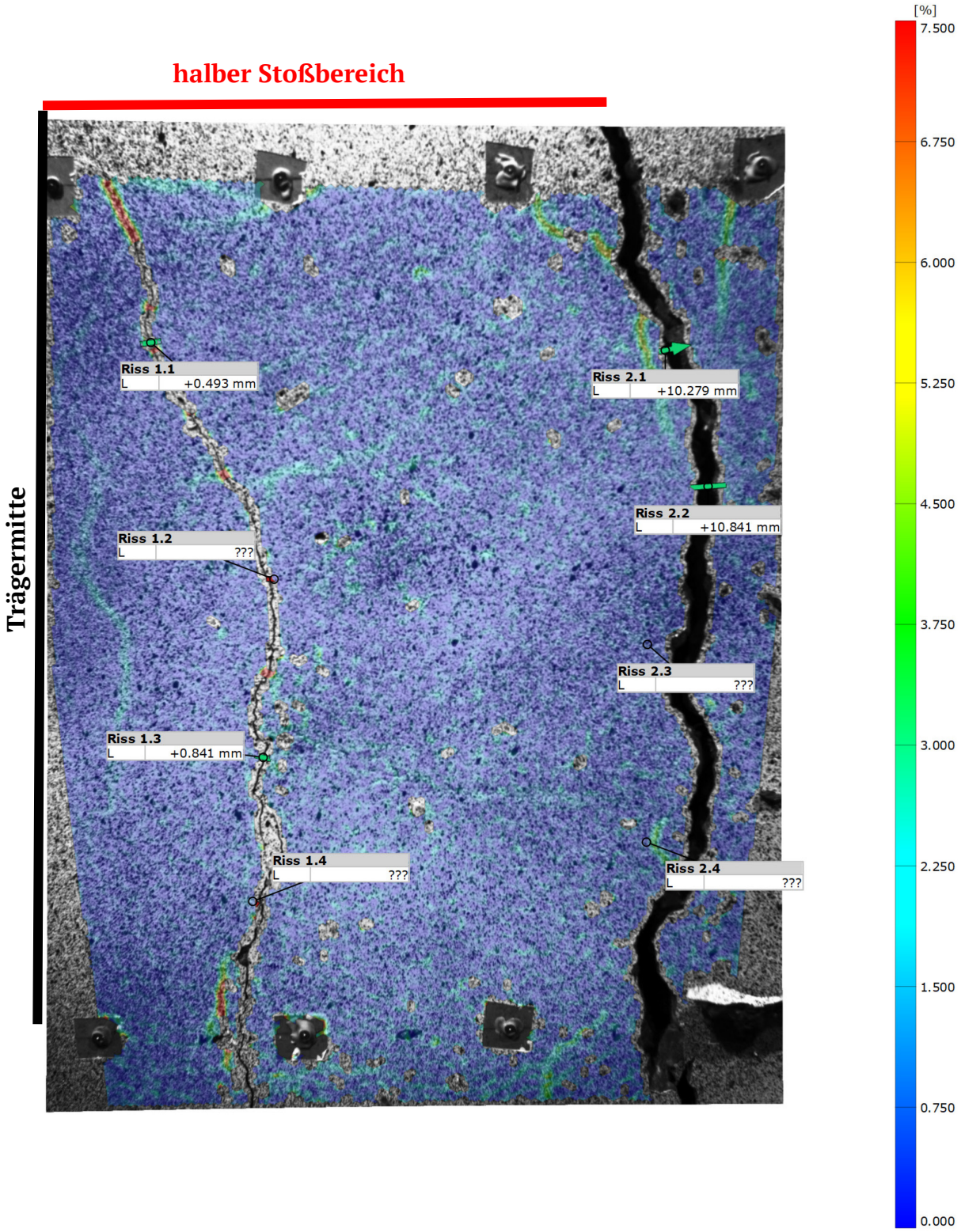
Laststufe 4 (σ_s = 300 N/mm²)



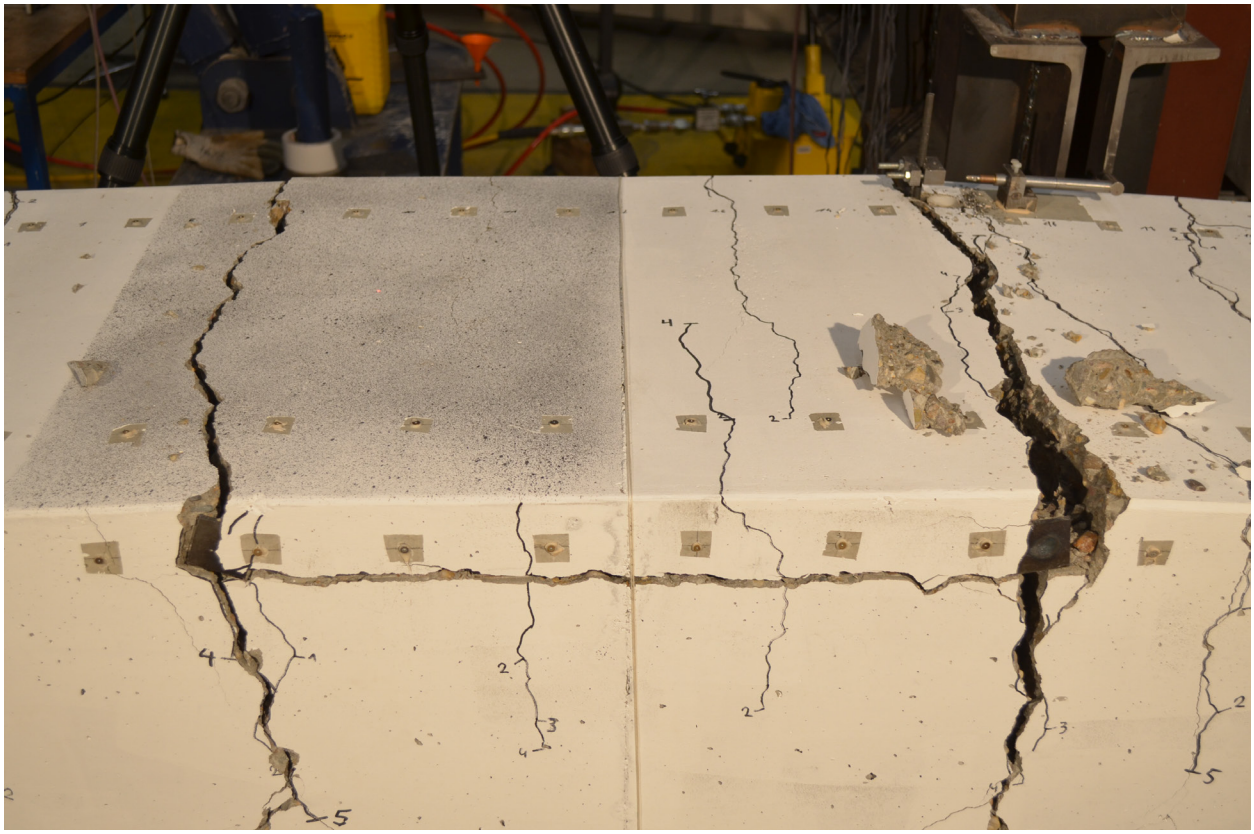
Laststufe 5 (σ_s = 375 N/mm²)



Bruchzustand



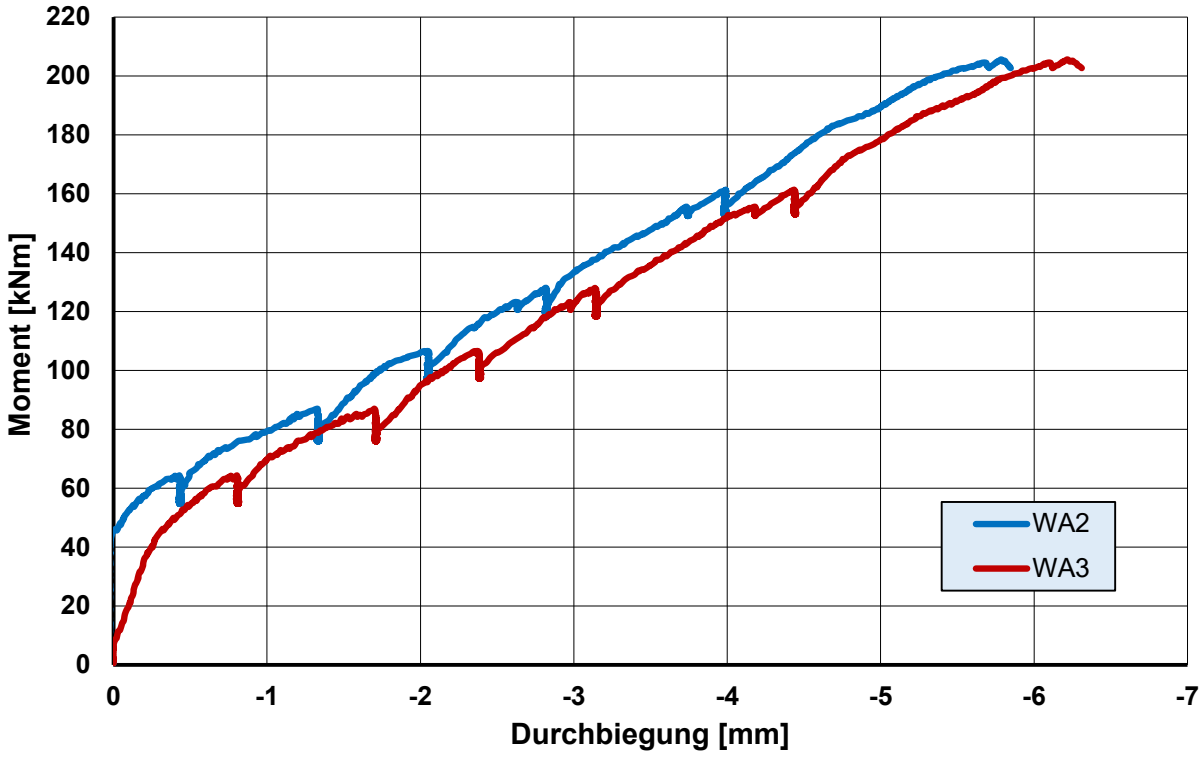
Bruchbilder



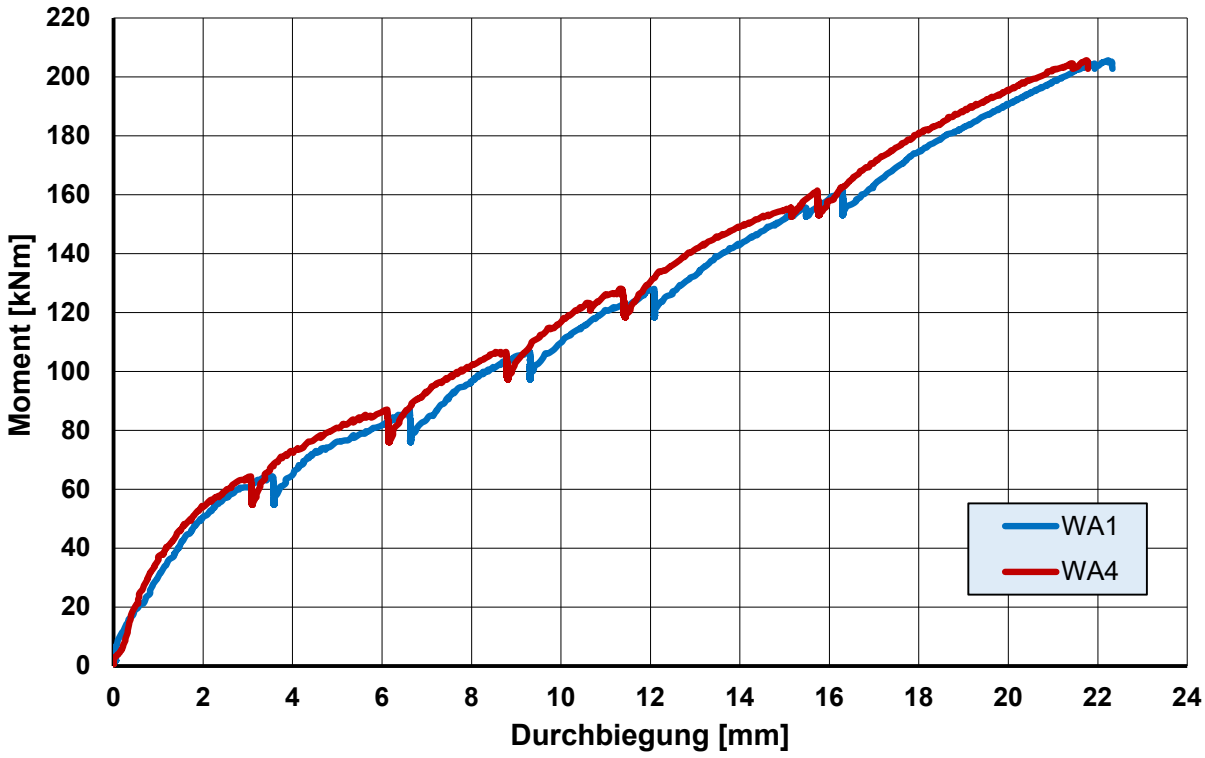


B.5 Ergebnisse Versuchsträger B5

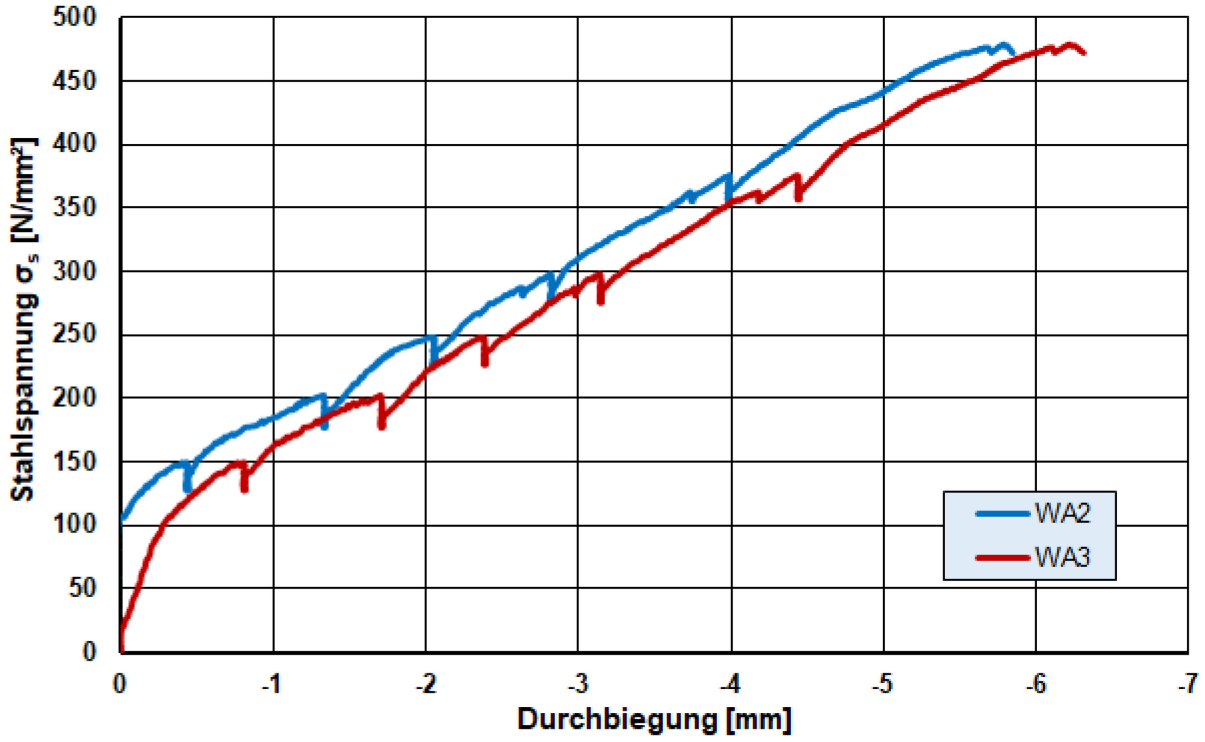
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



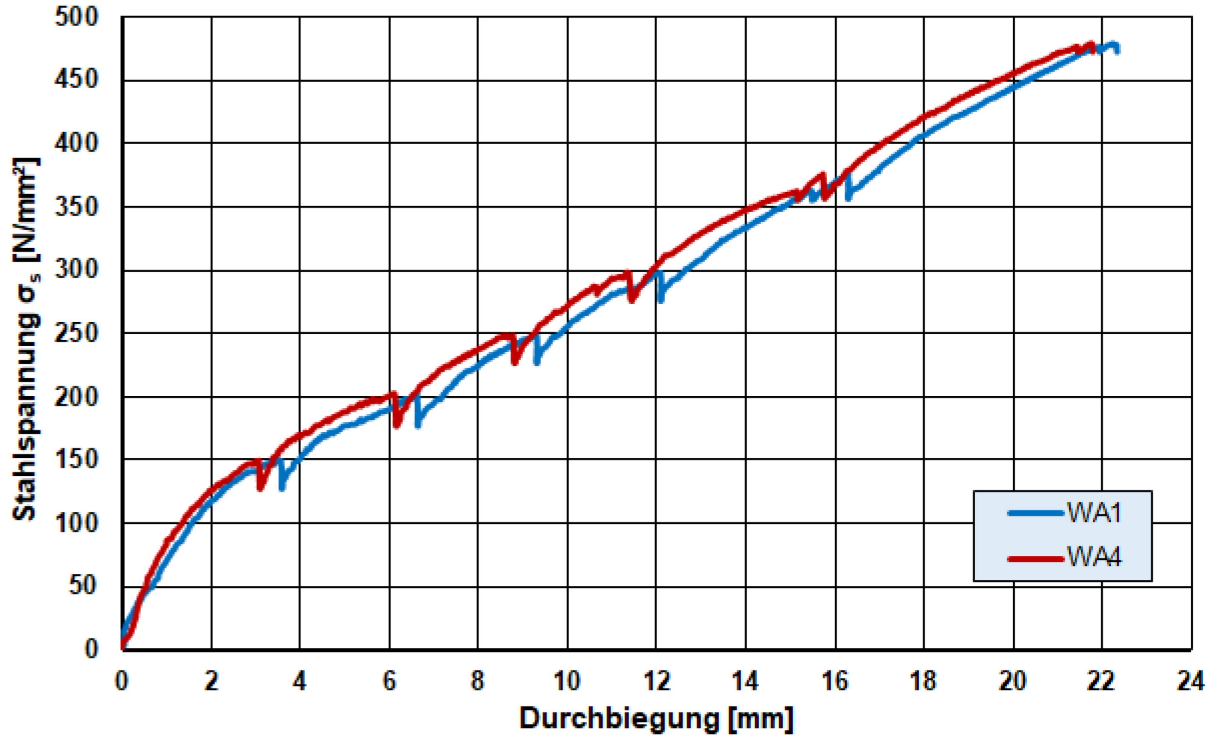
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



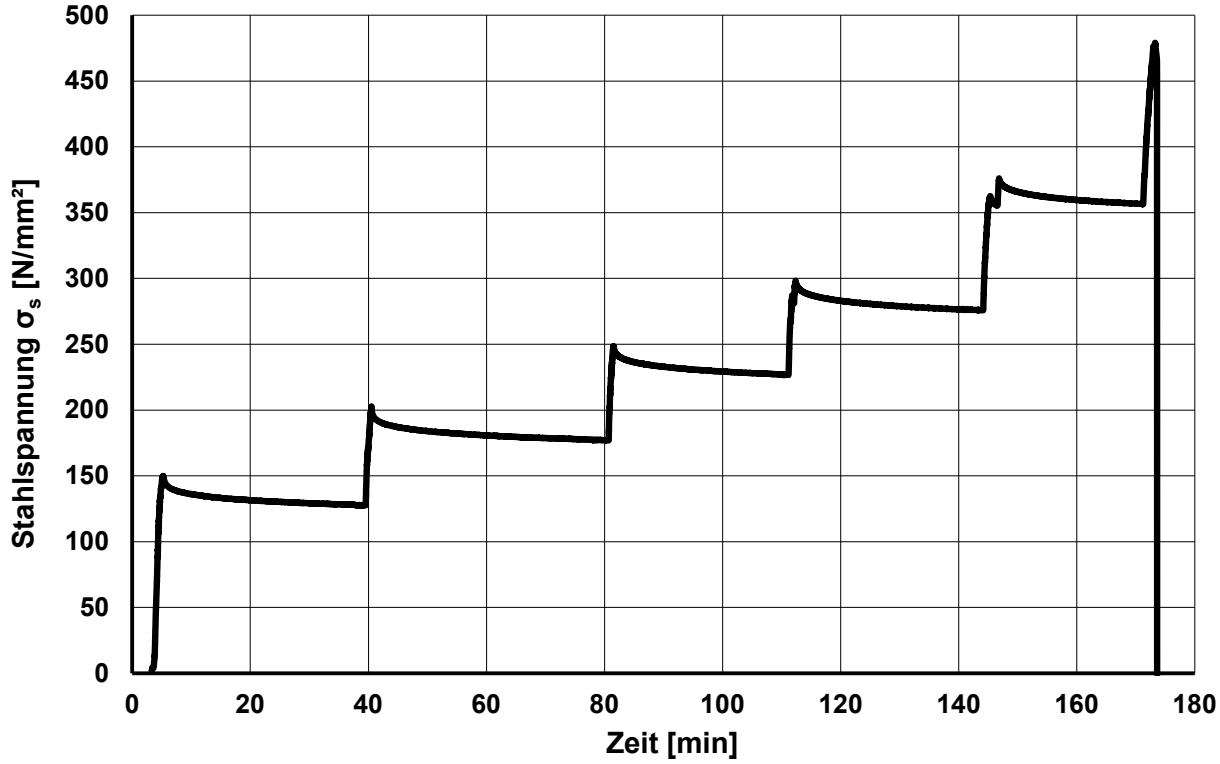
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



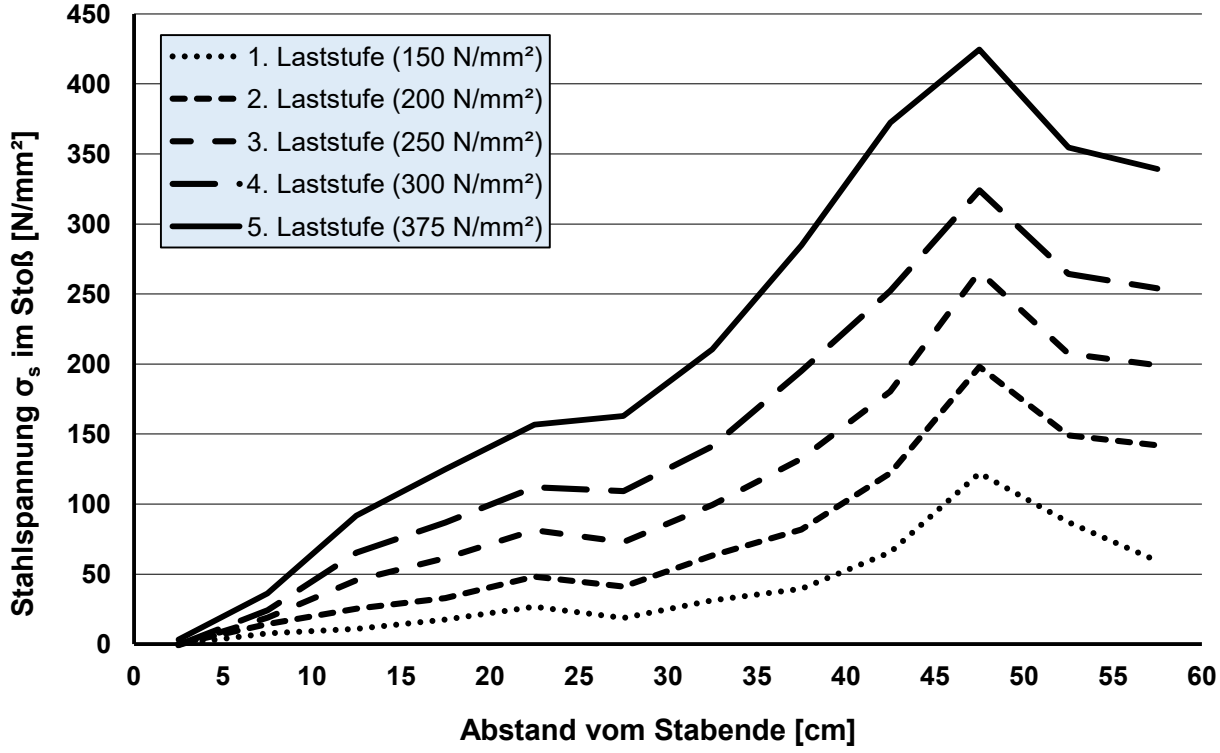
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



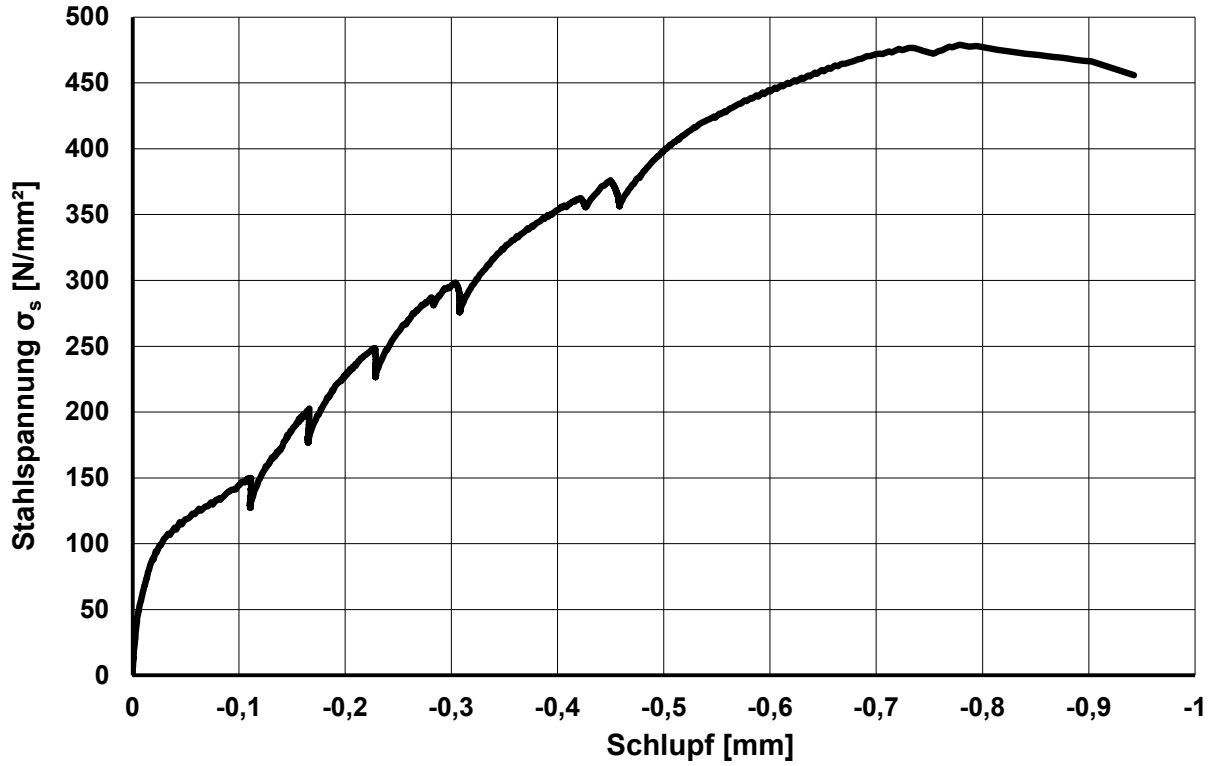
Gemessene Stahlspannung mit Haltepunkten über die Dauer der Versuchsdurchführung



Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (l_0 = 45,3 cm)

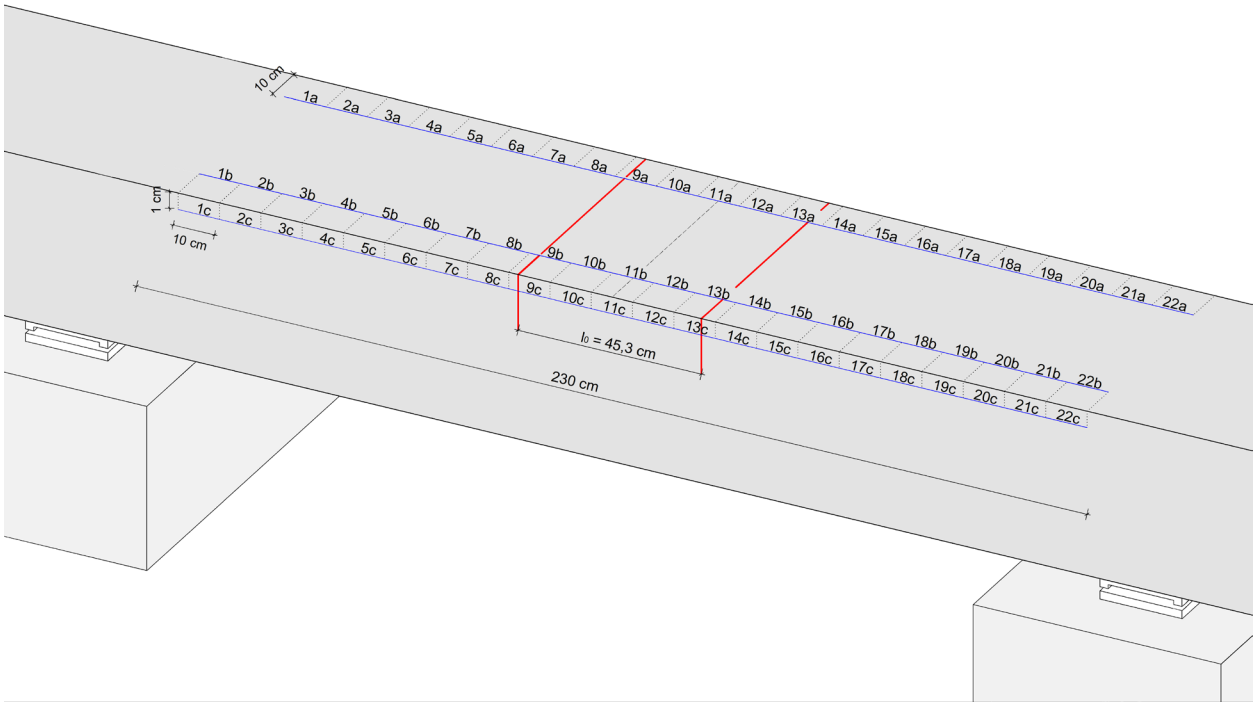


Gemessener Schlupf am Stoßende

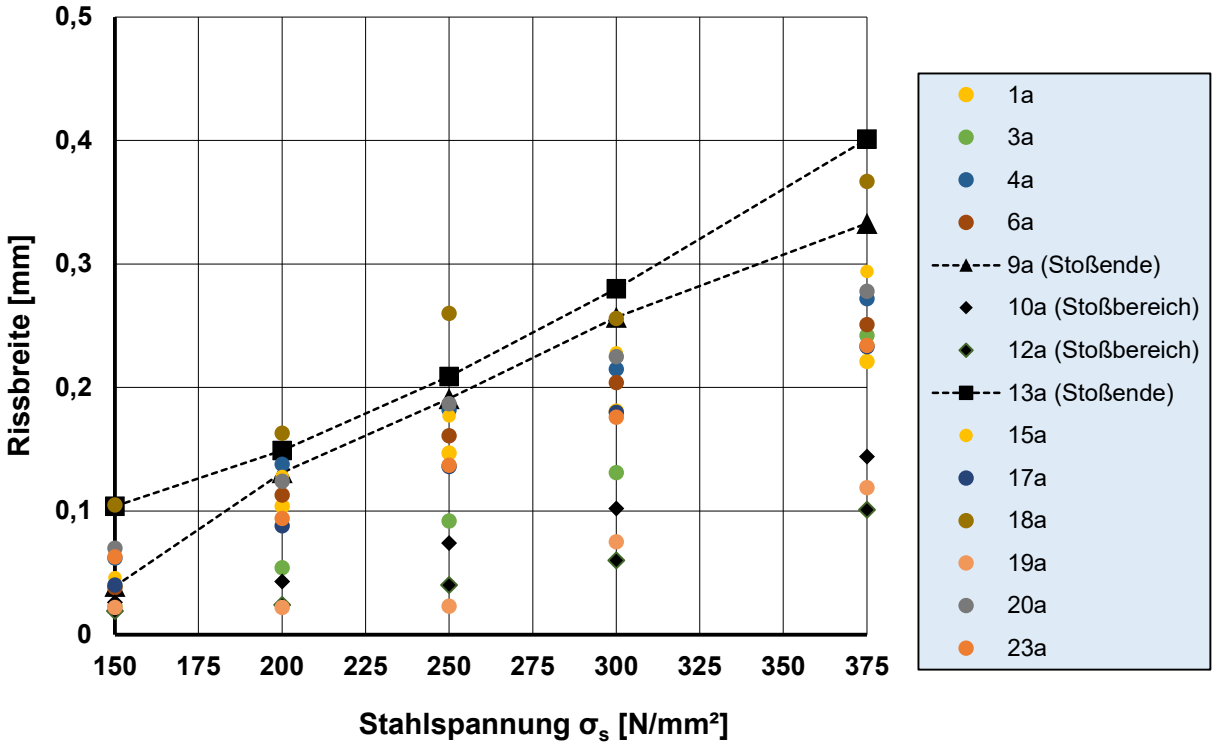


Rissbreitenentwicklung

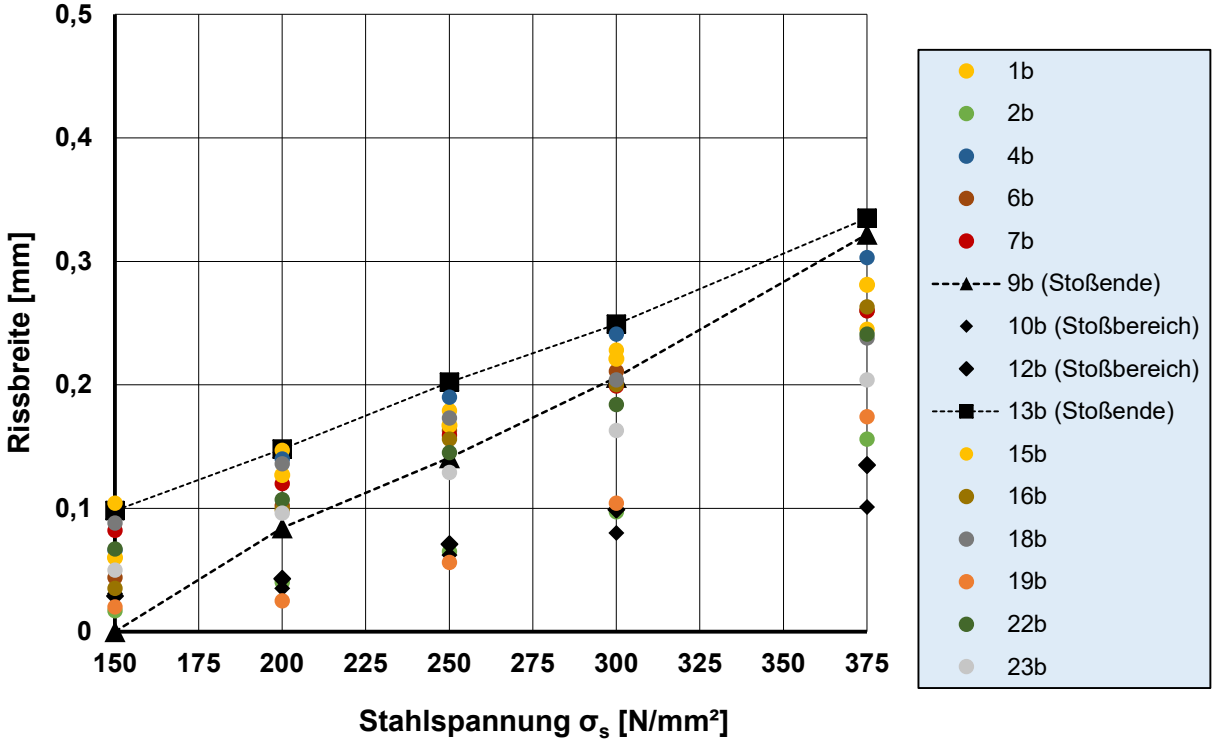
Übersicht der Messintervalle der Spuren a, b und c (Erläuterungen zur Spurlage siehe 4.6.6)



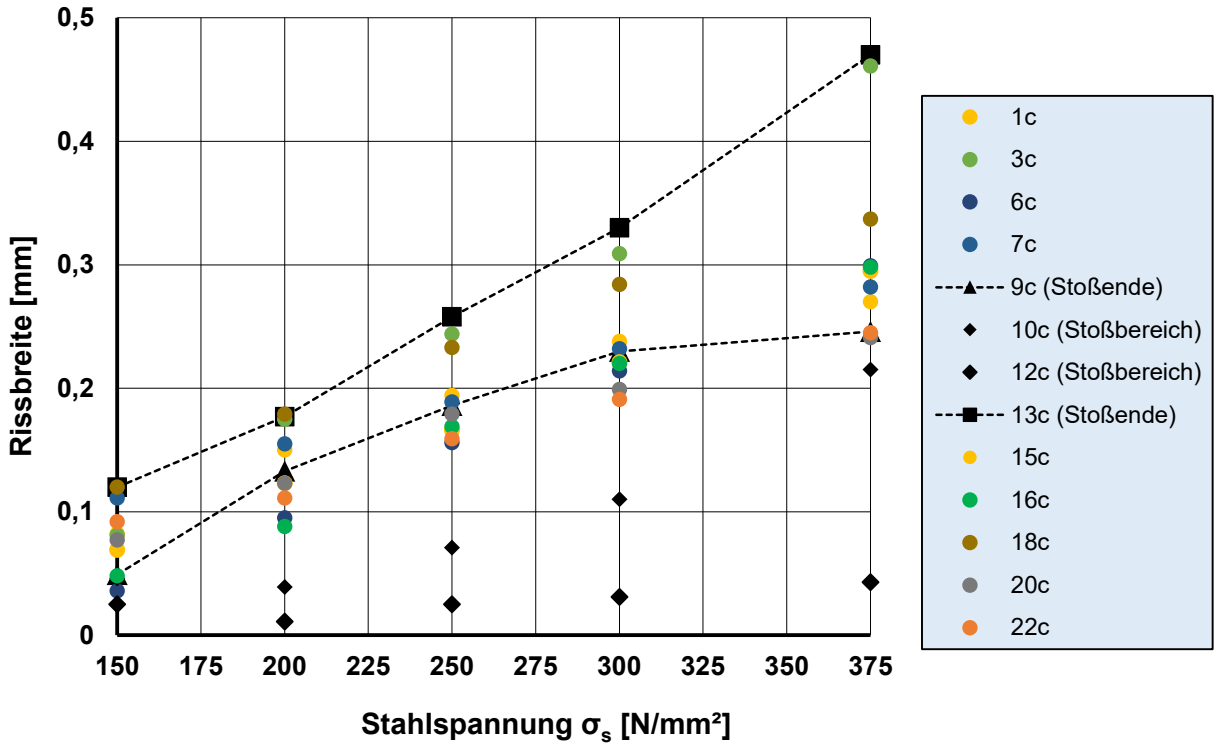
Rissbreiten Spur „a“



Rissbreiten Spur „b“

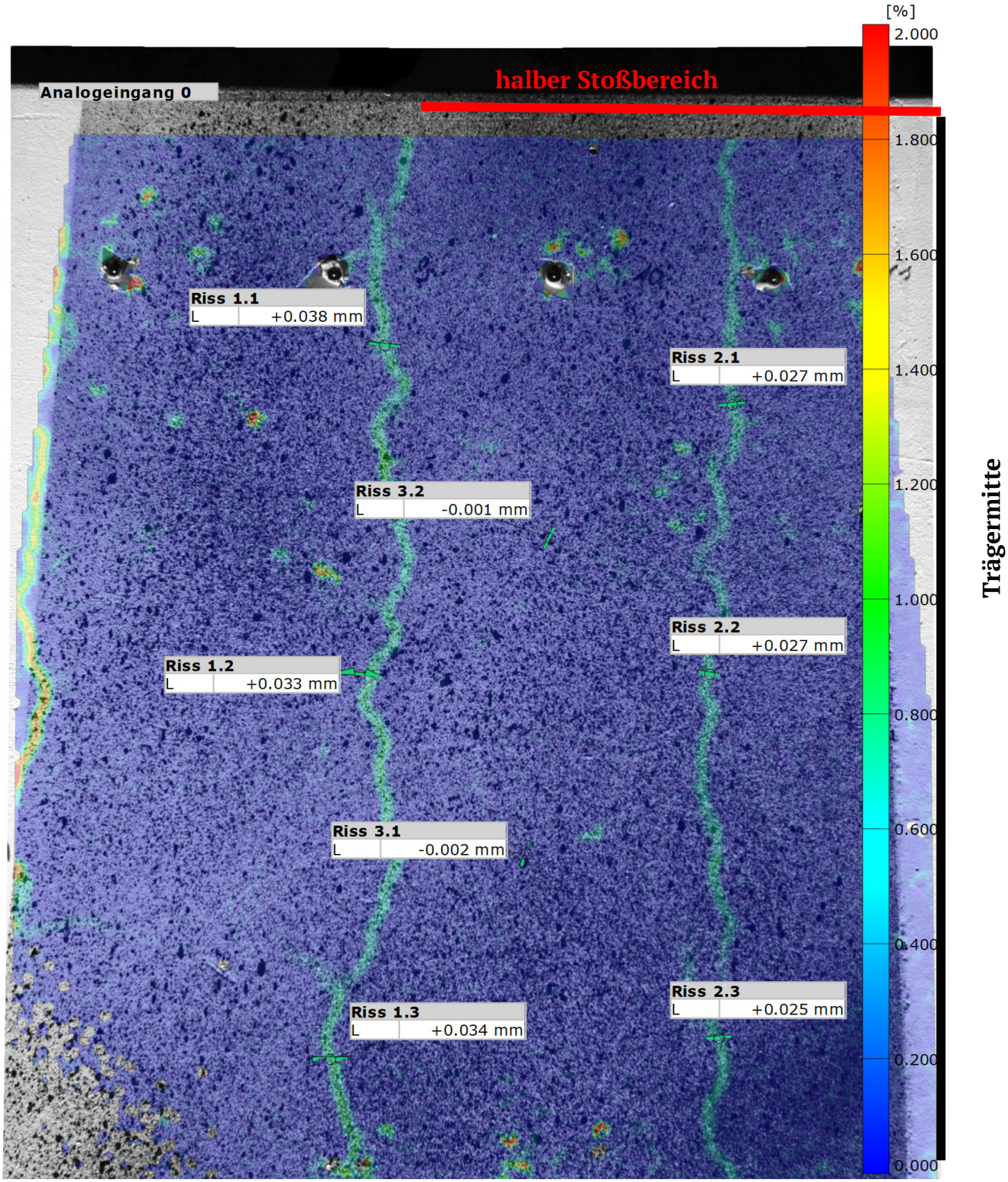


Rissbreiten Spur „c“

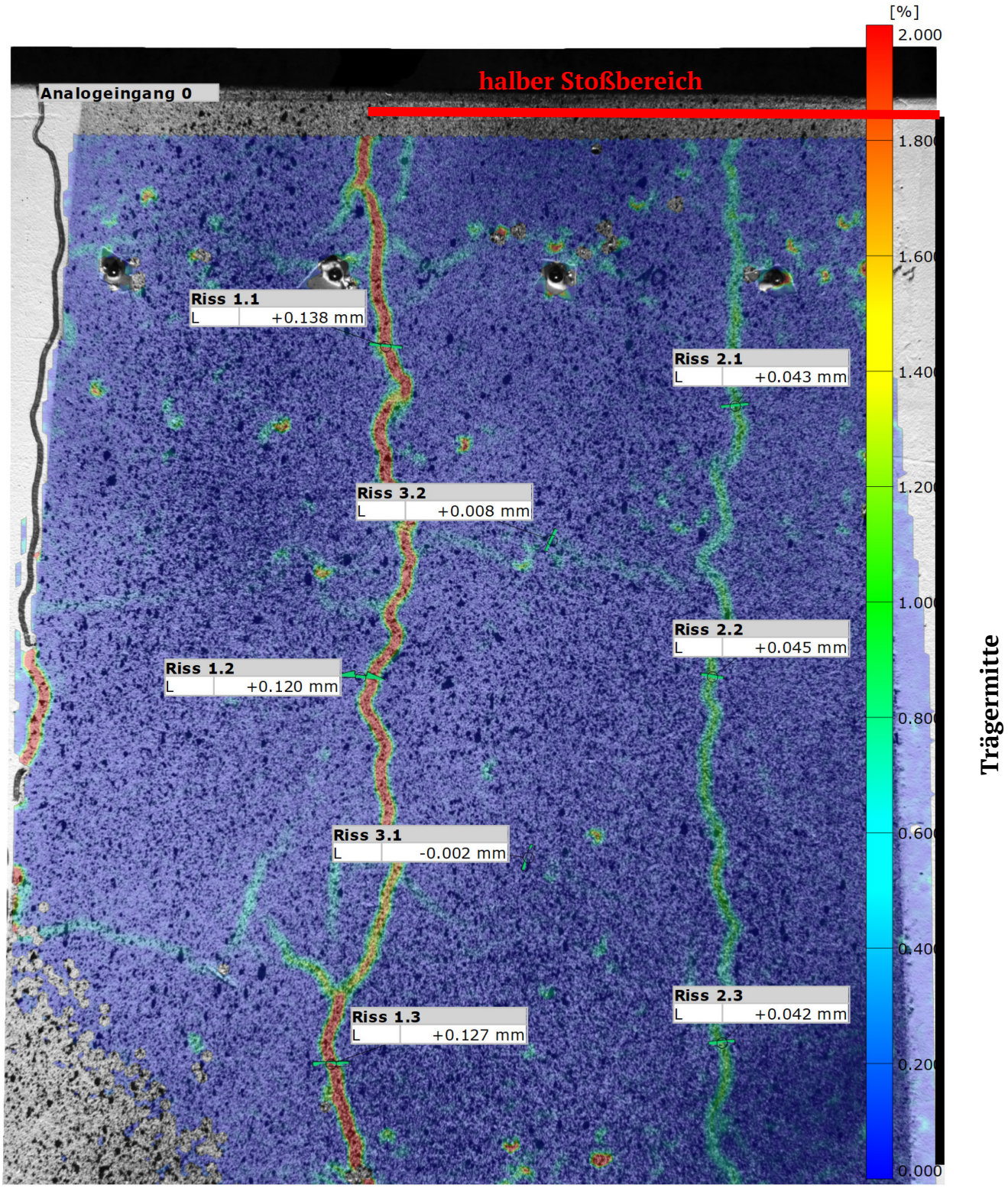


Auswertung der Rissbreiten im Stoßbereich auf der Trägeroberseite mittels GOM Correlate

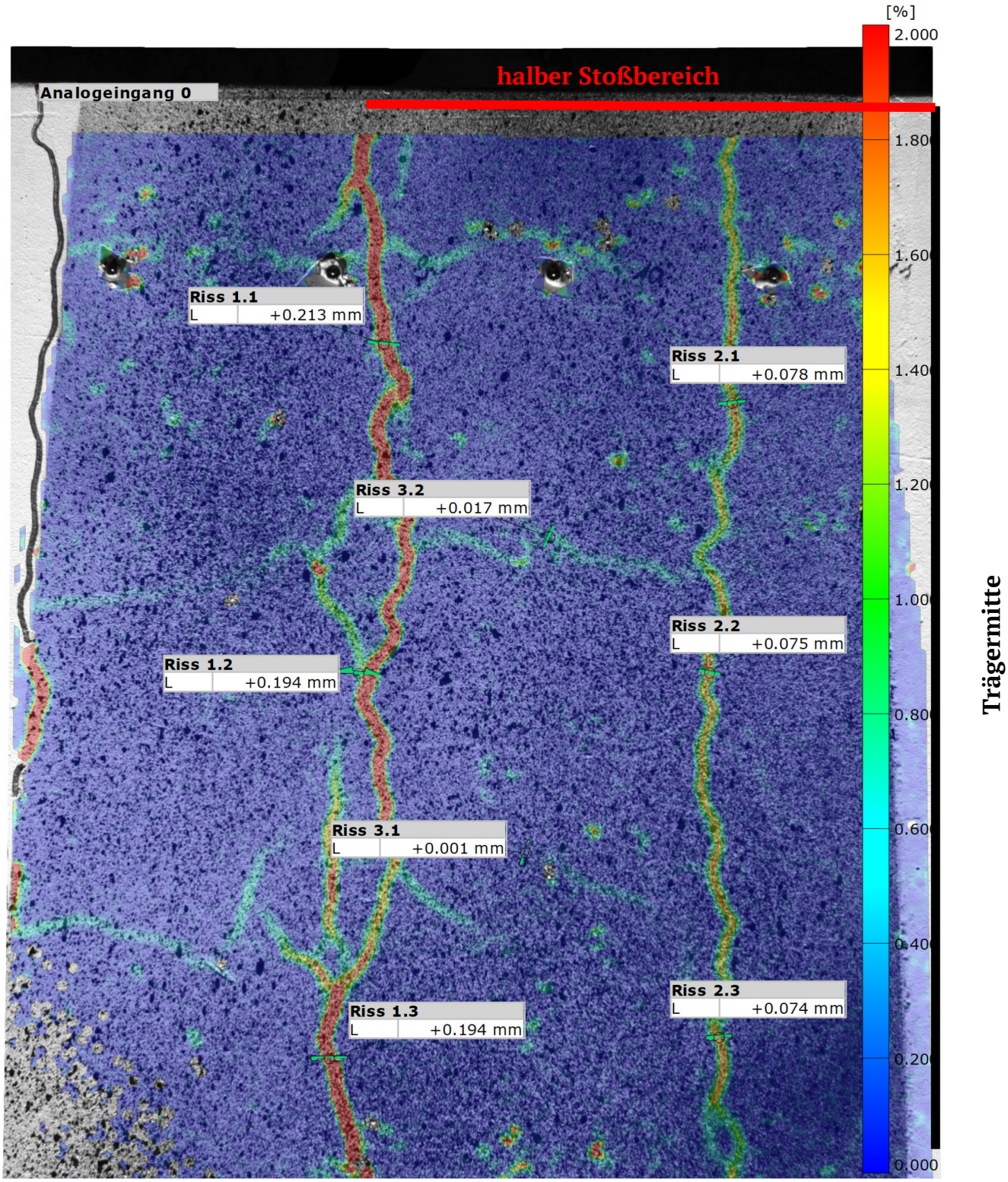
Laststufe 1 (σ_s = 150 N/mm²)



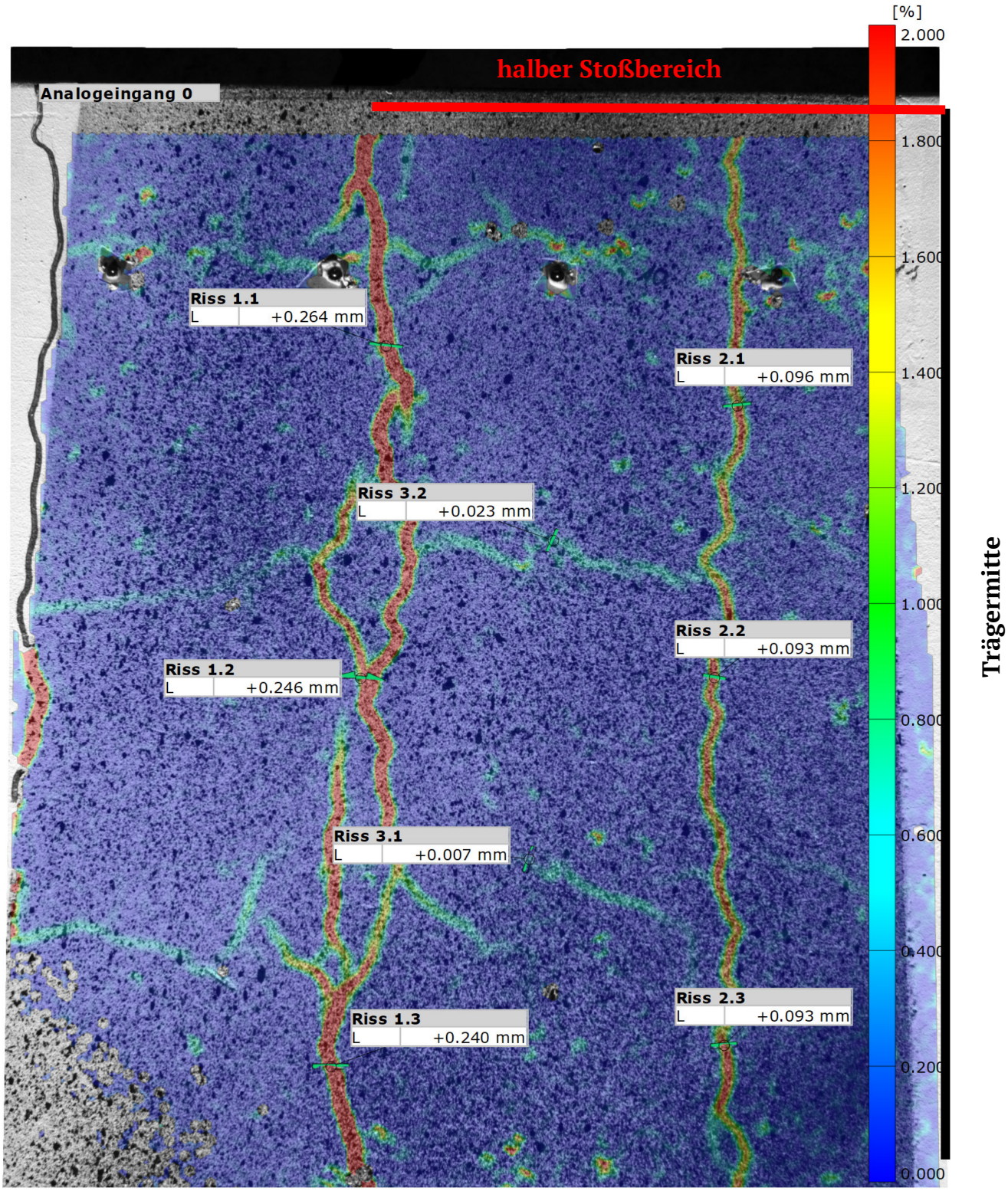
Laststufe 2 (σ_s = 200 N/mm²)



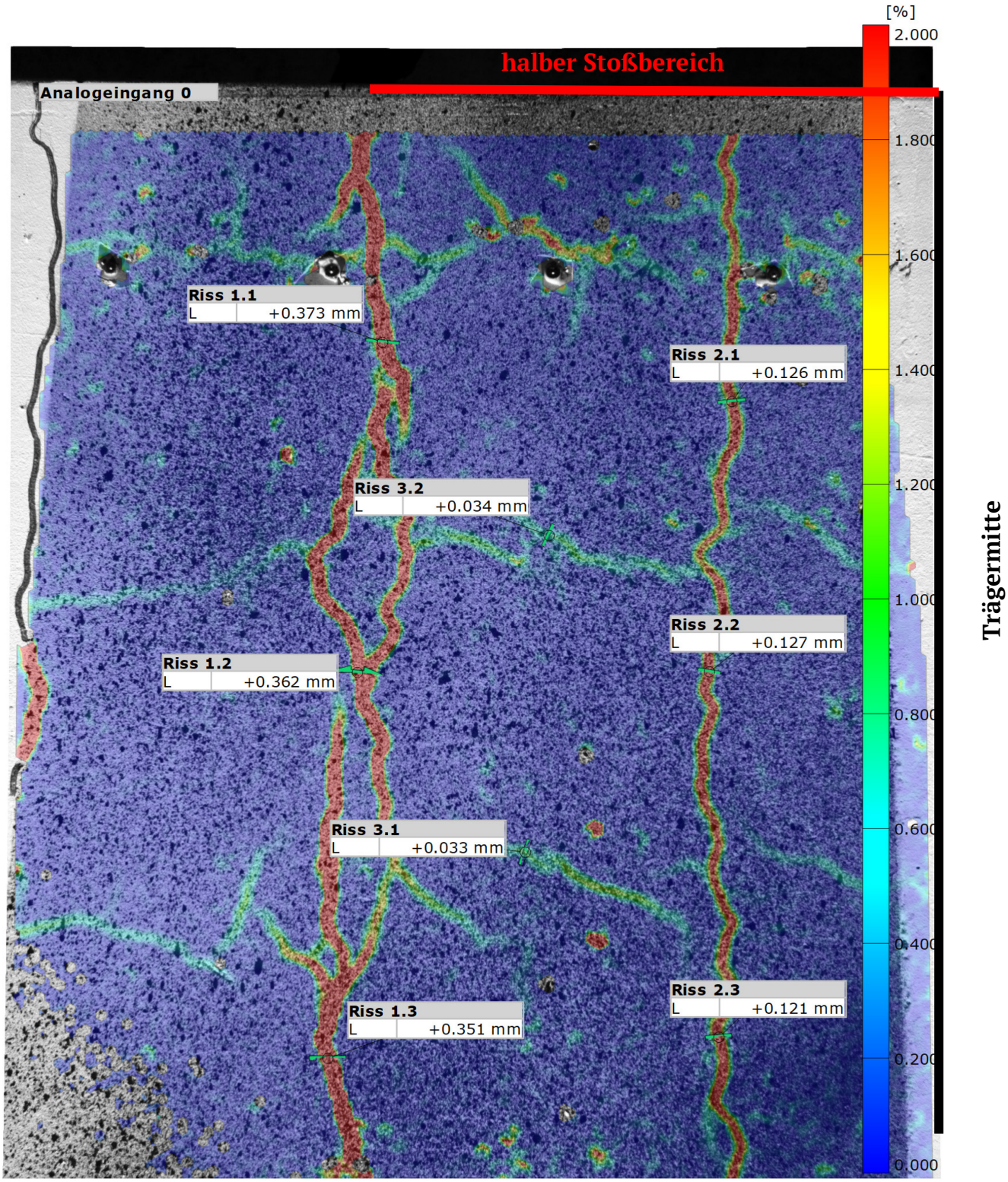
Laststufe 3 (σ_s = 250 N/mm²)



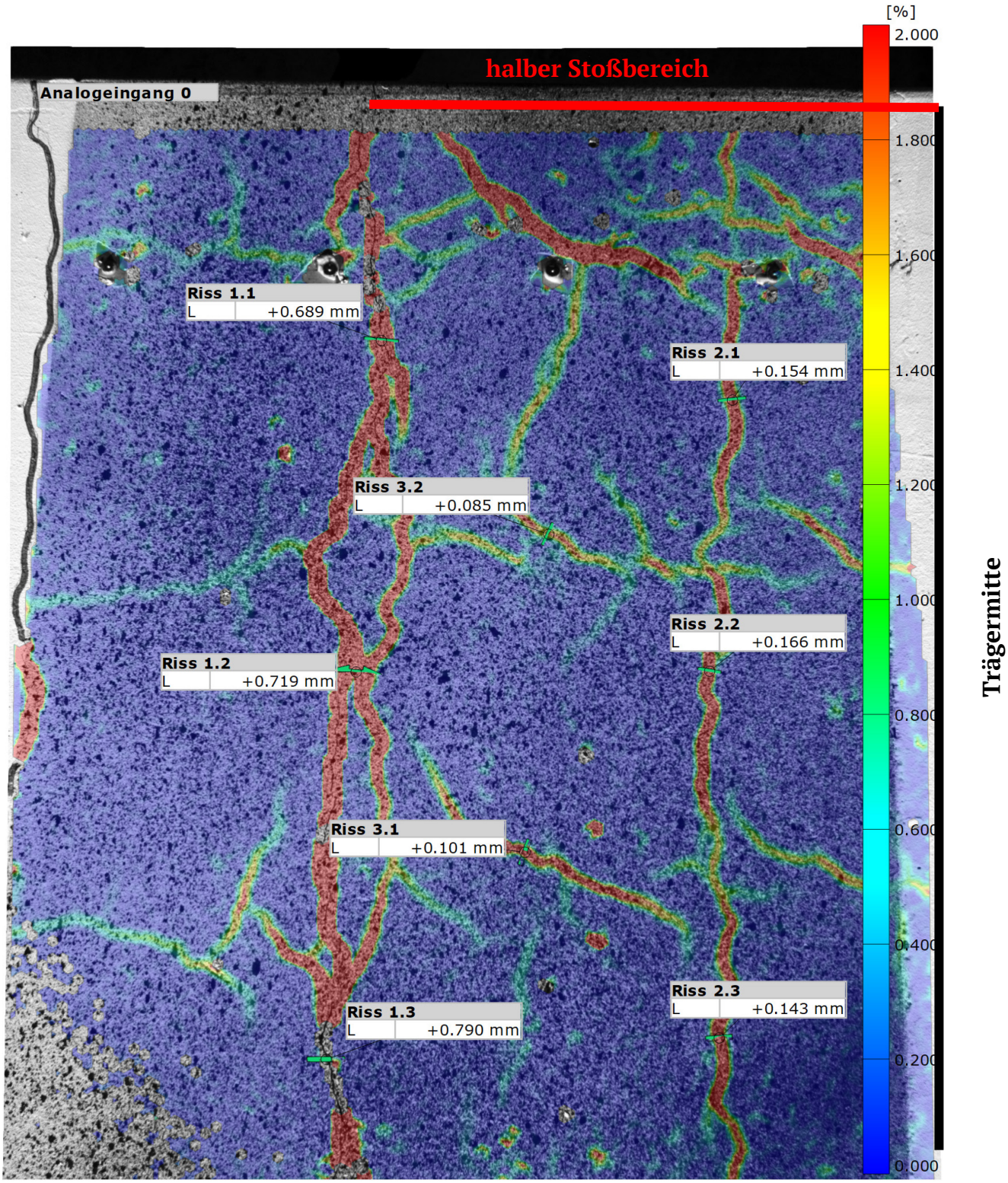
Laststufe 4 (σ_s = 300 N/mm²)



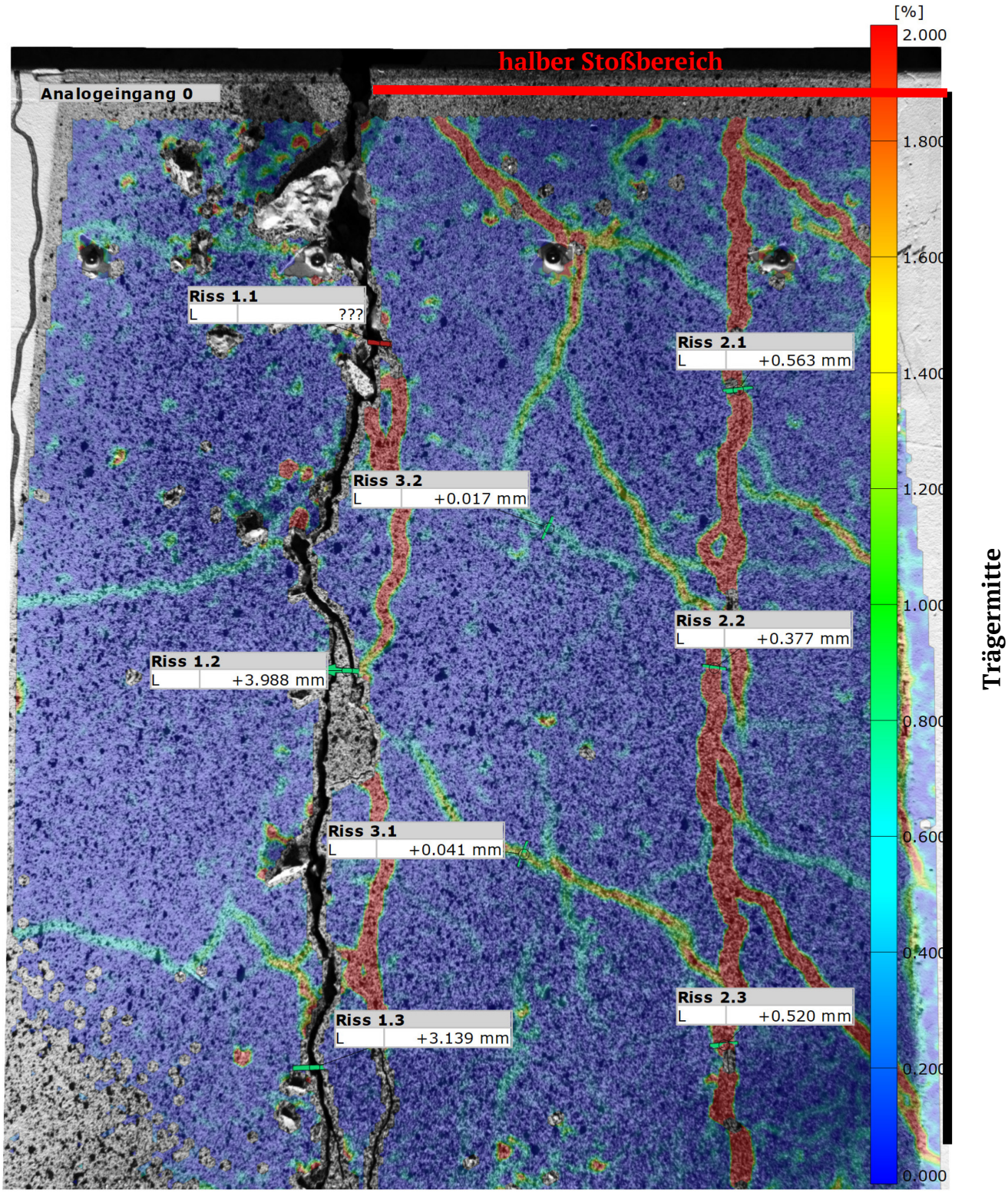
Laststufe 5 (σ_s = 375 N/mm²)



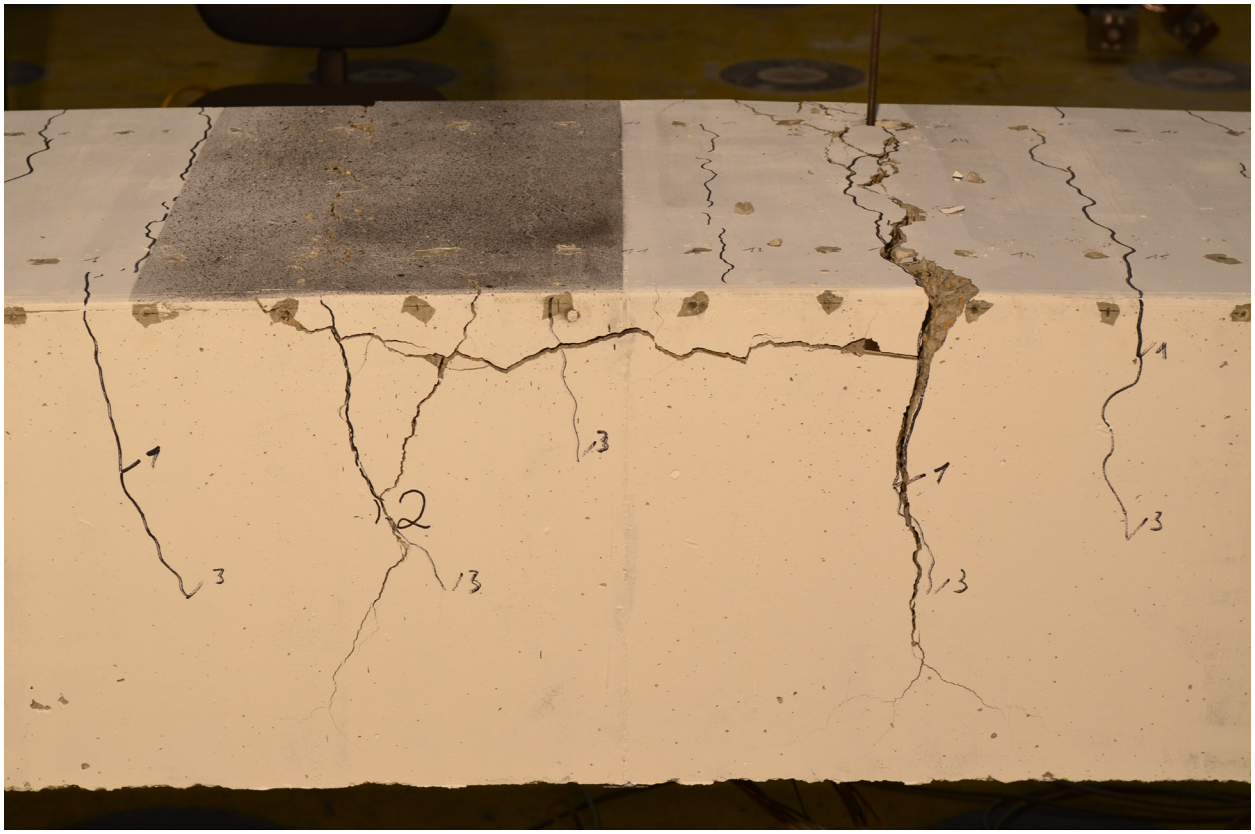
Rissbild unmittelbar vor dem Versagen

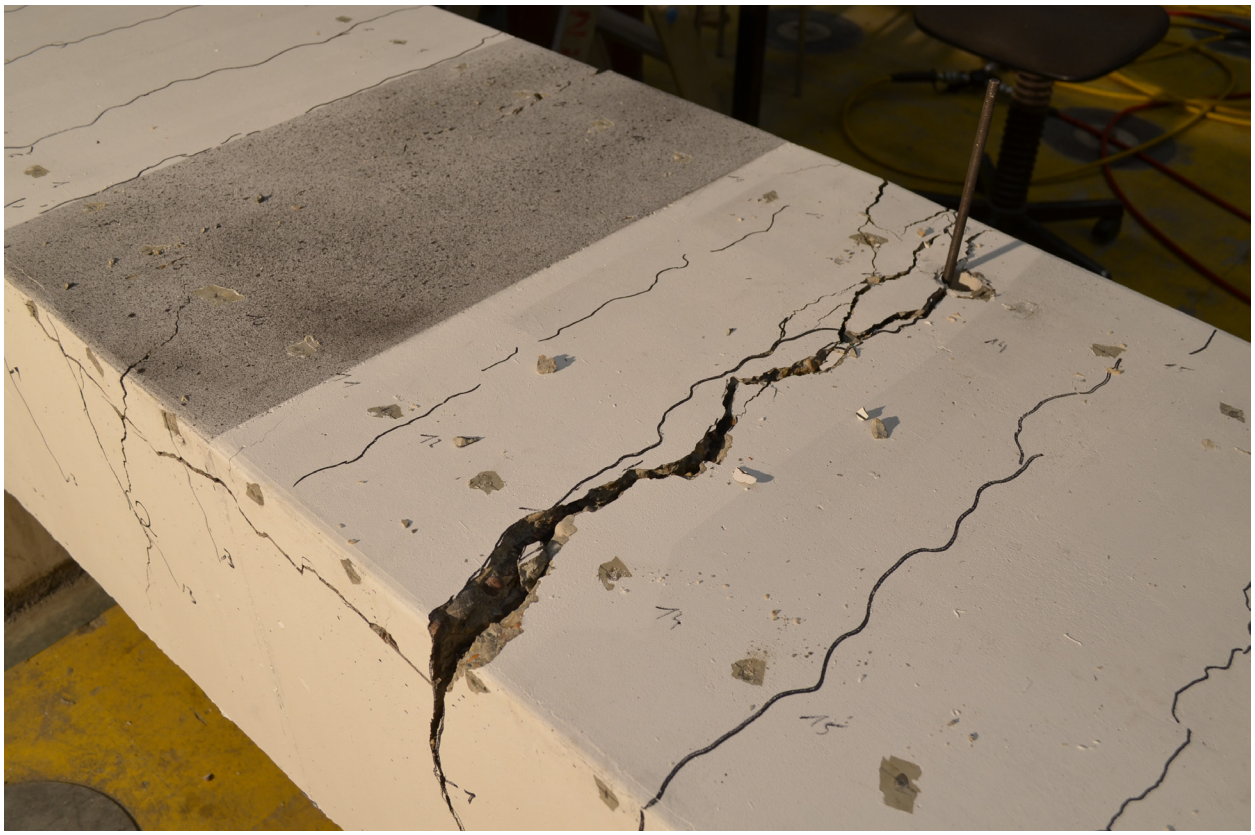


Bruchzustand



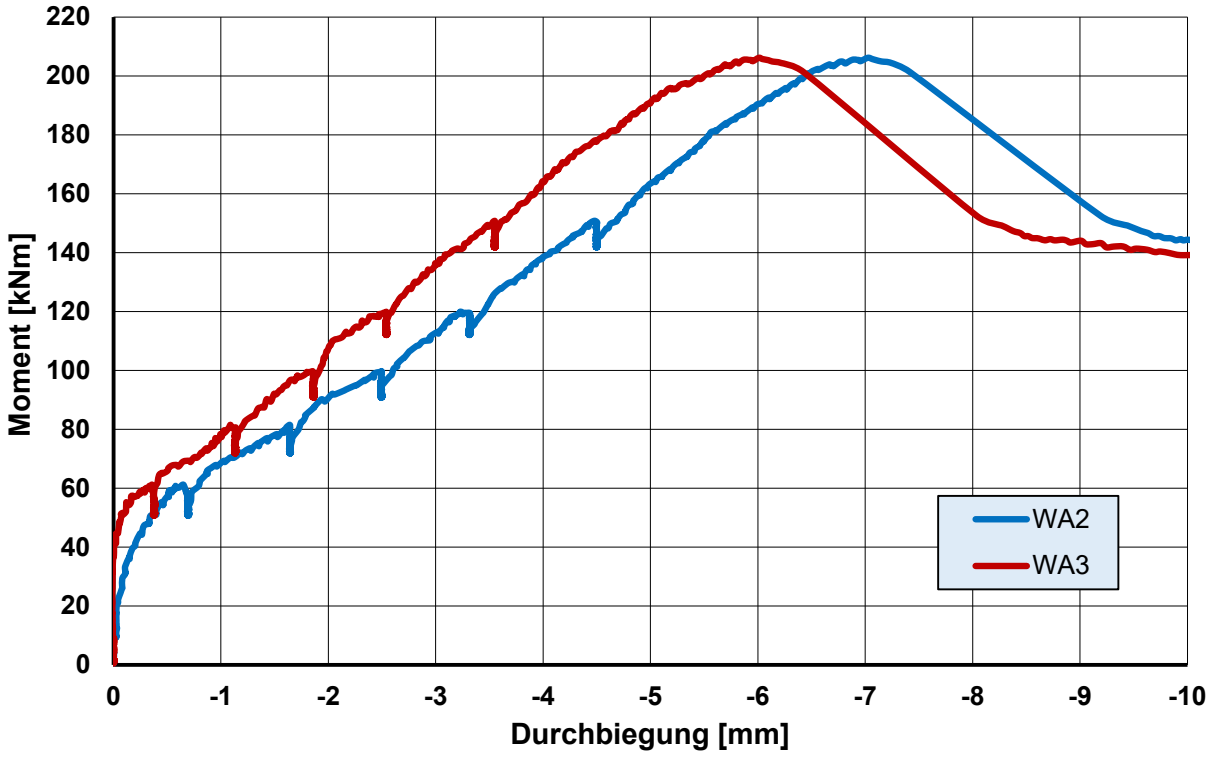
Bruchbilder



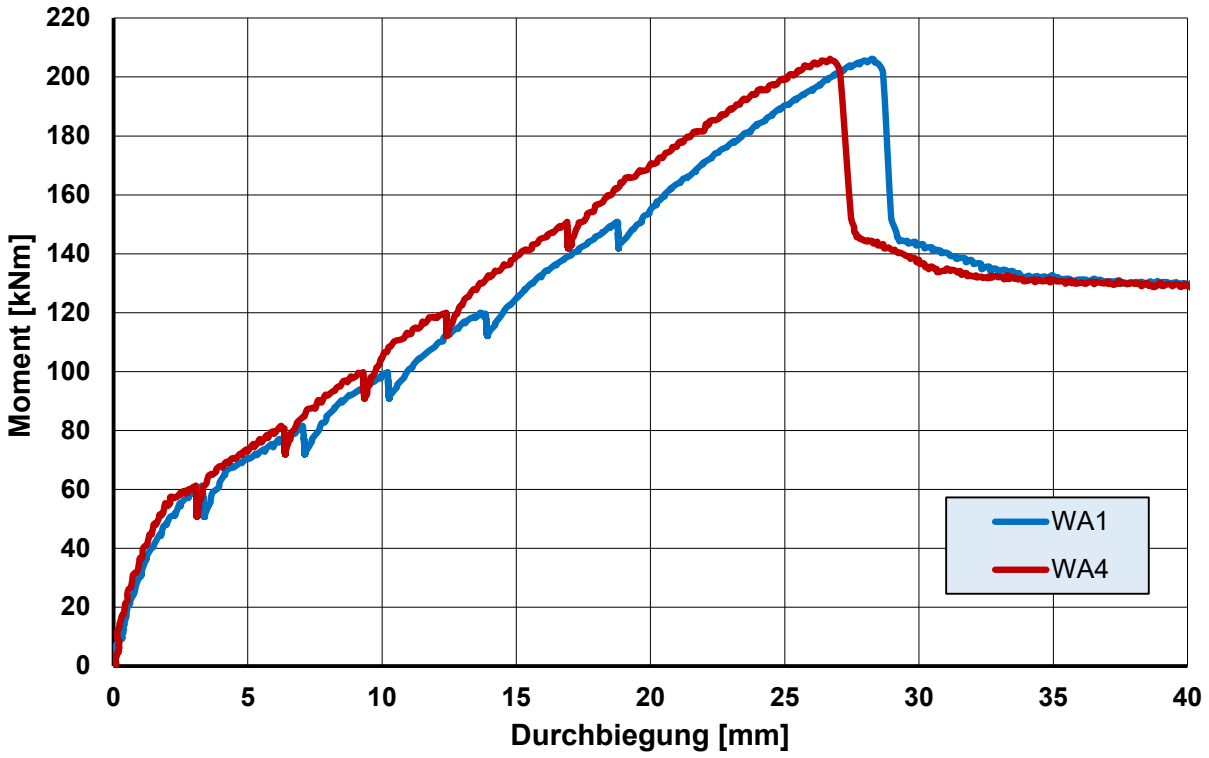


B.6 Ergebnisse Versuchsträger B6

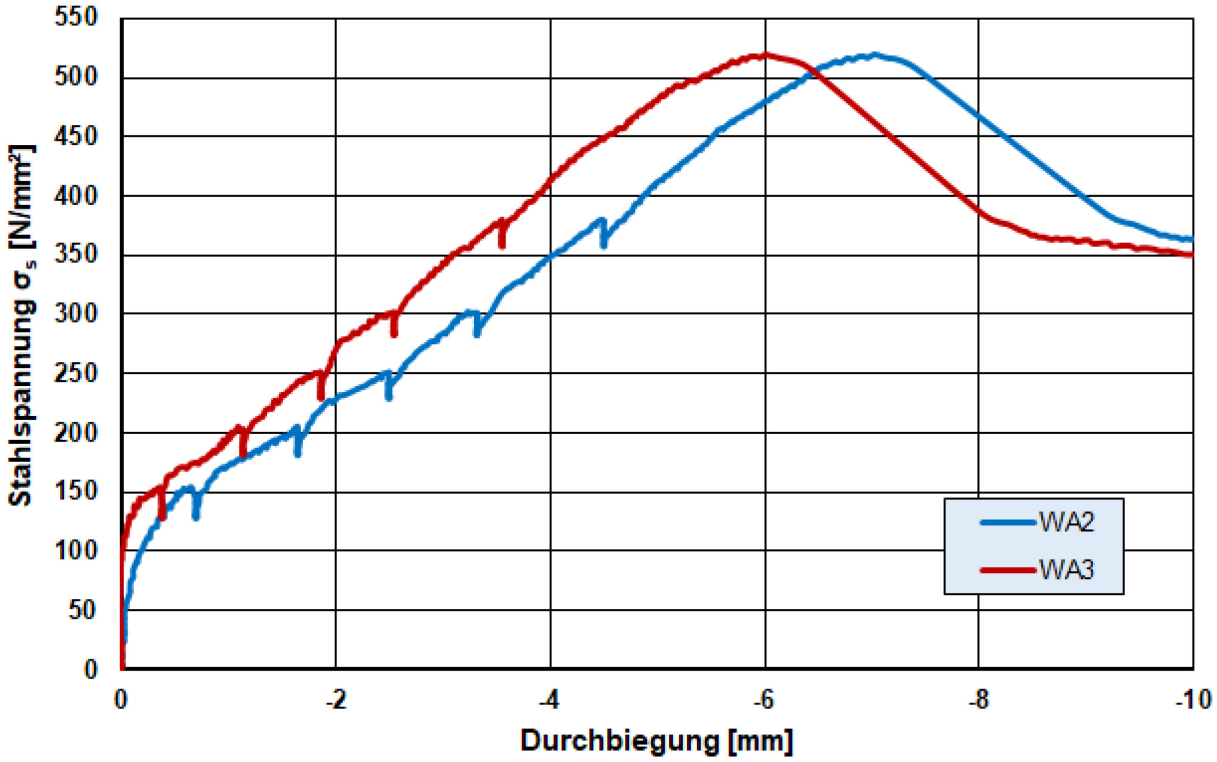
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



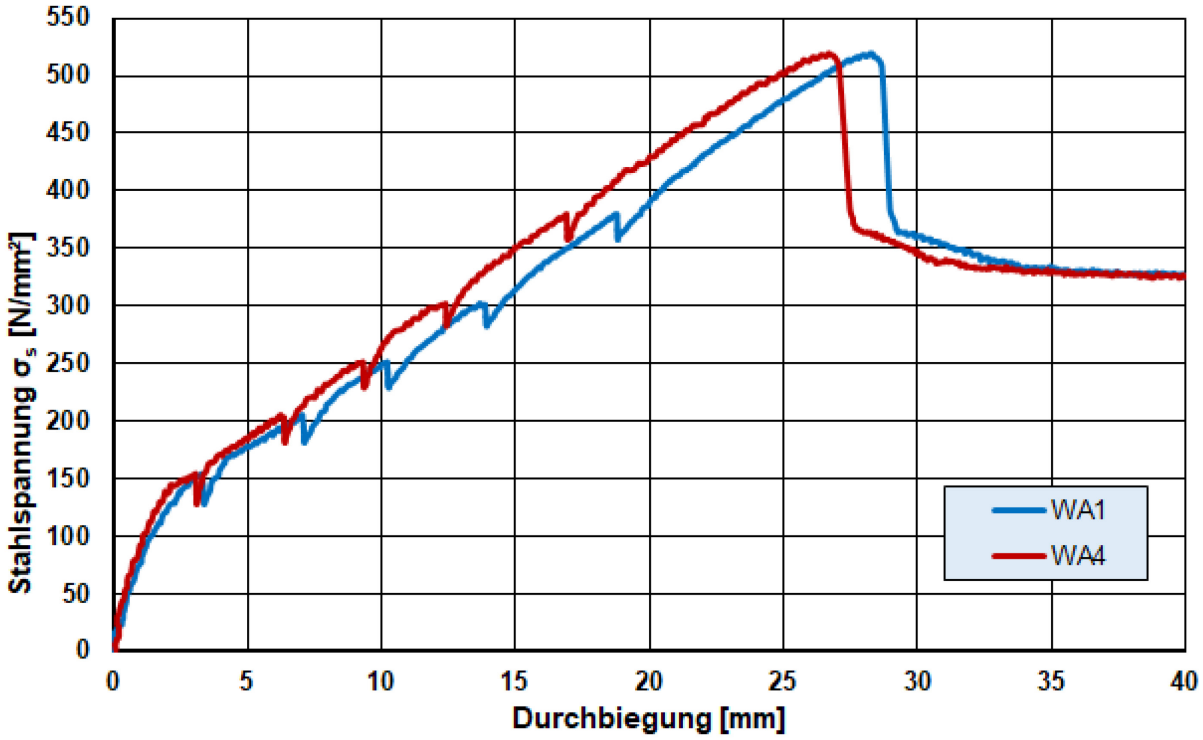
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



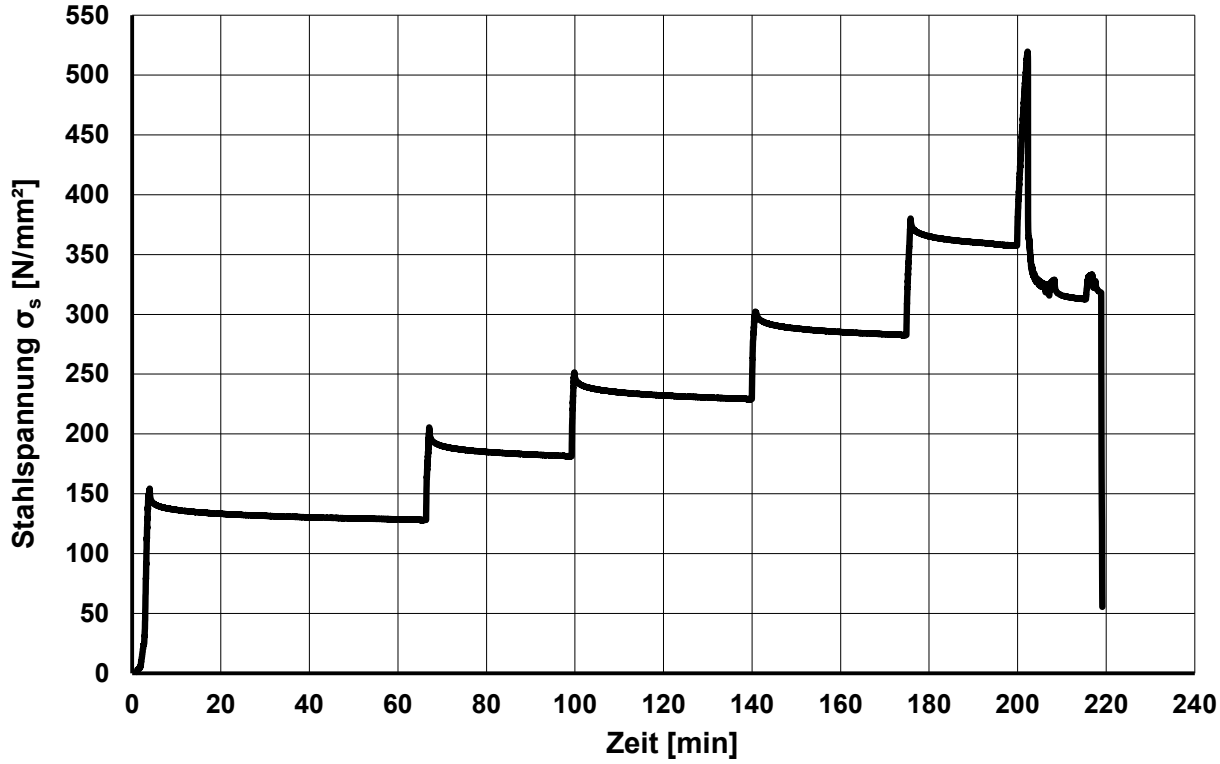
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



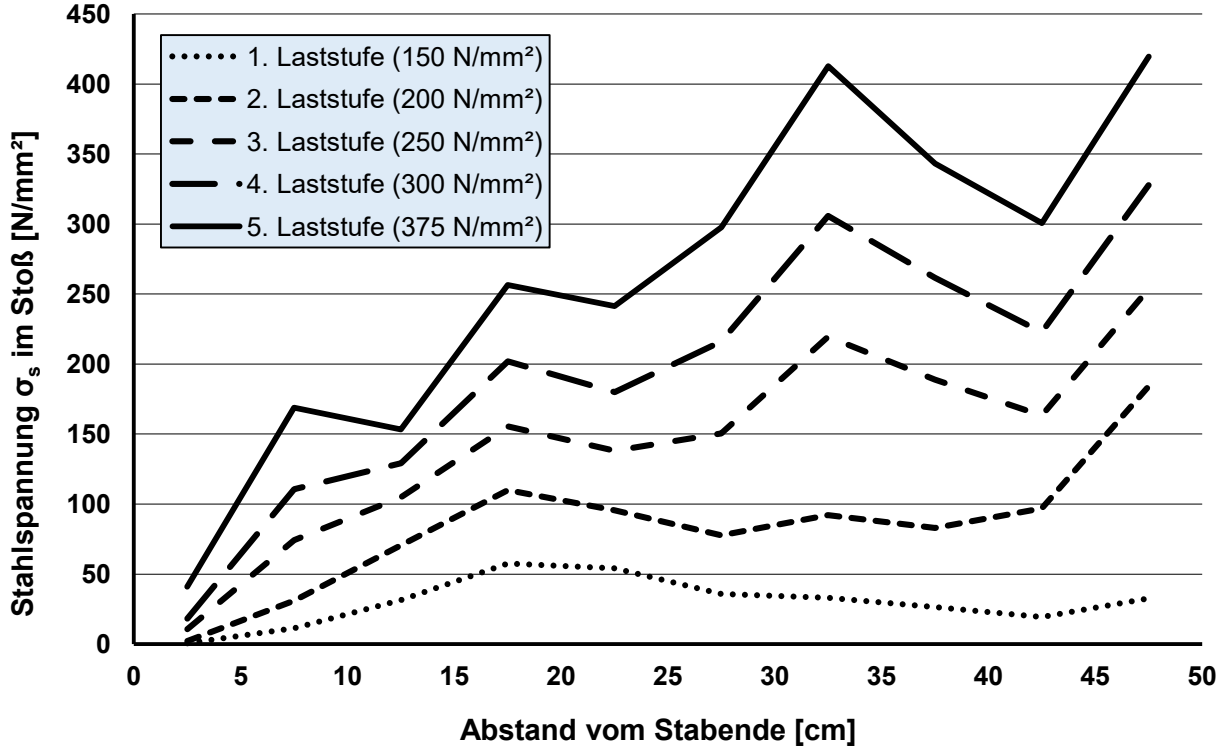
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



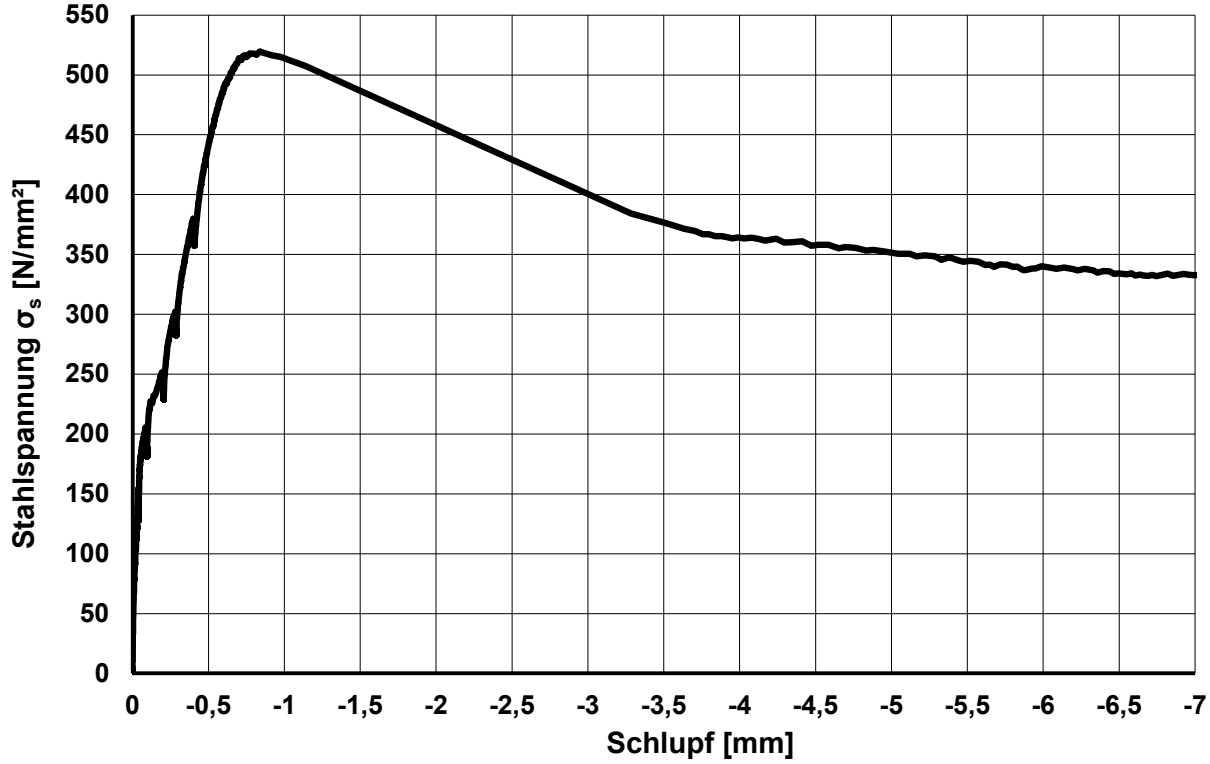
Gemessene Stahlspannung mit Haltepunkten über die Dauer der Versuchsdurchführung

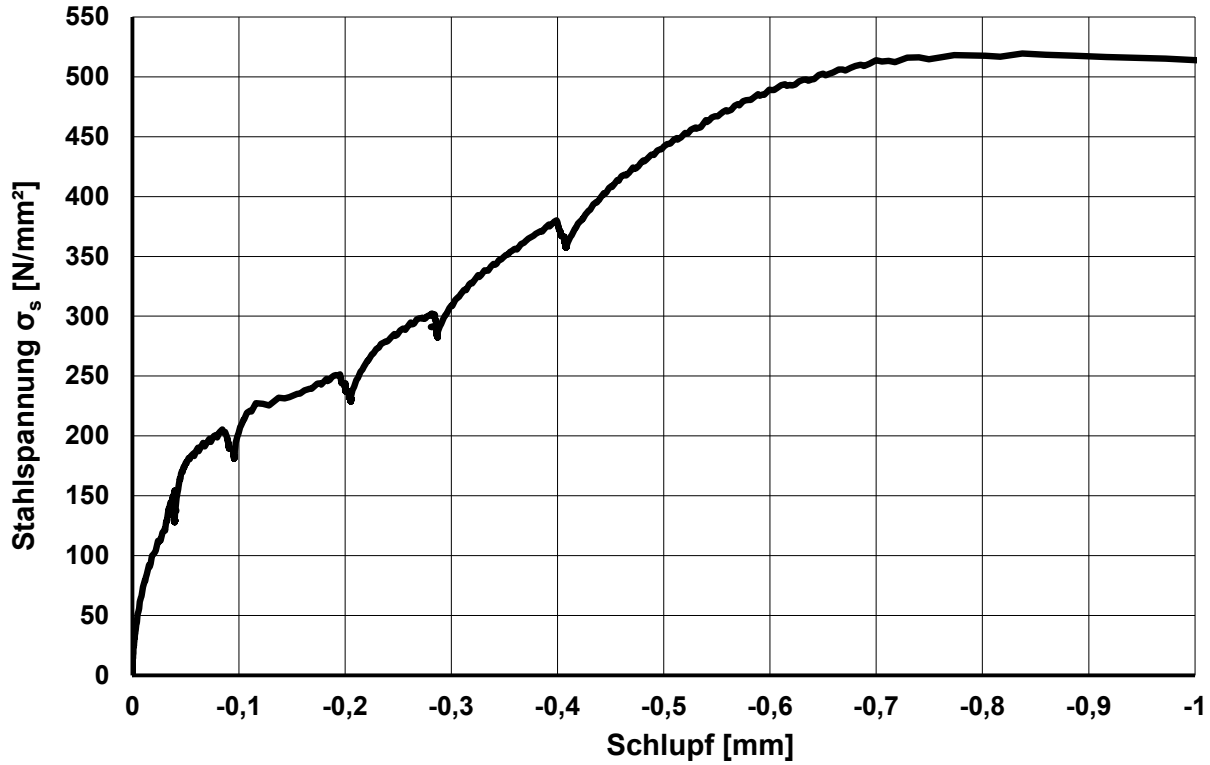


Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (l_0 = 32,8 cm)



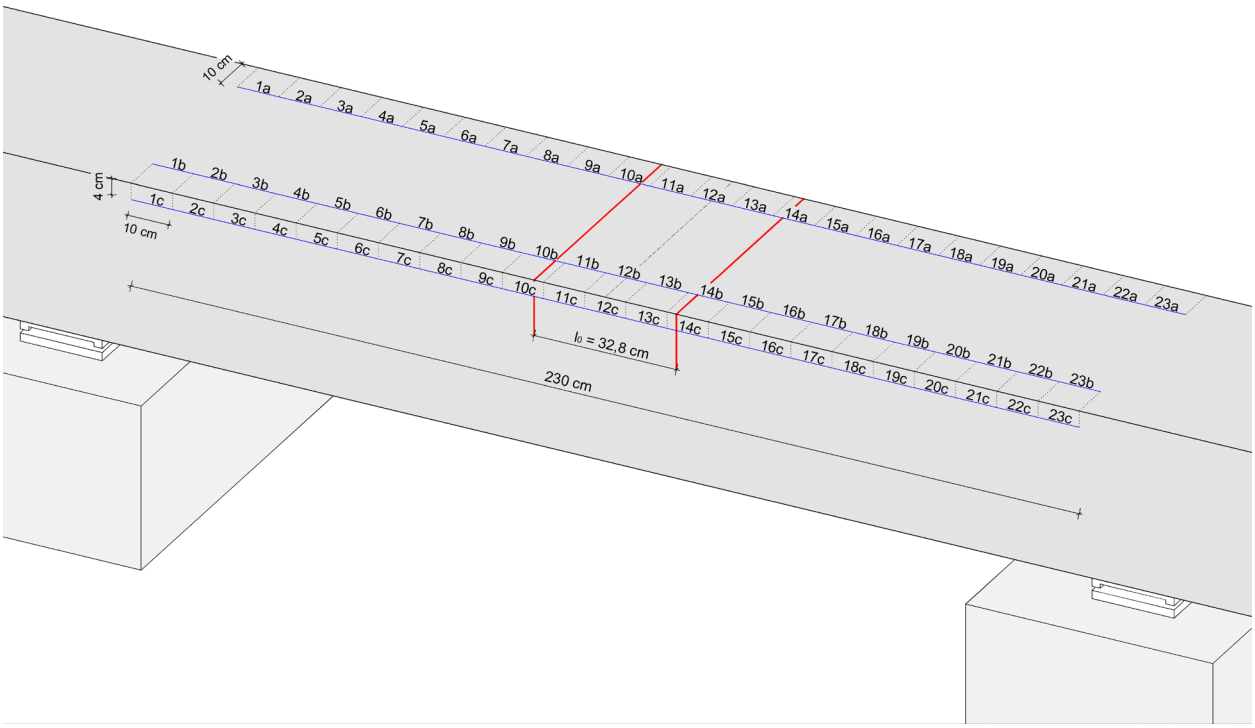
Gemessener Schlupf am Stoßende



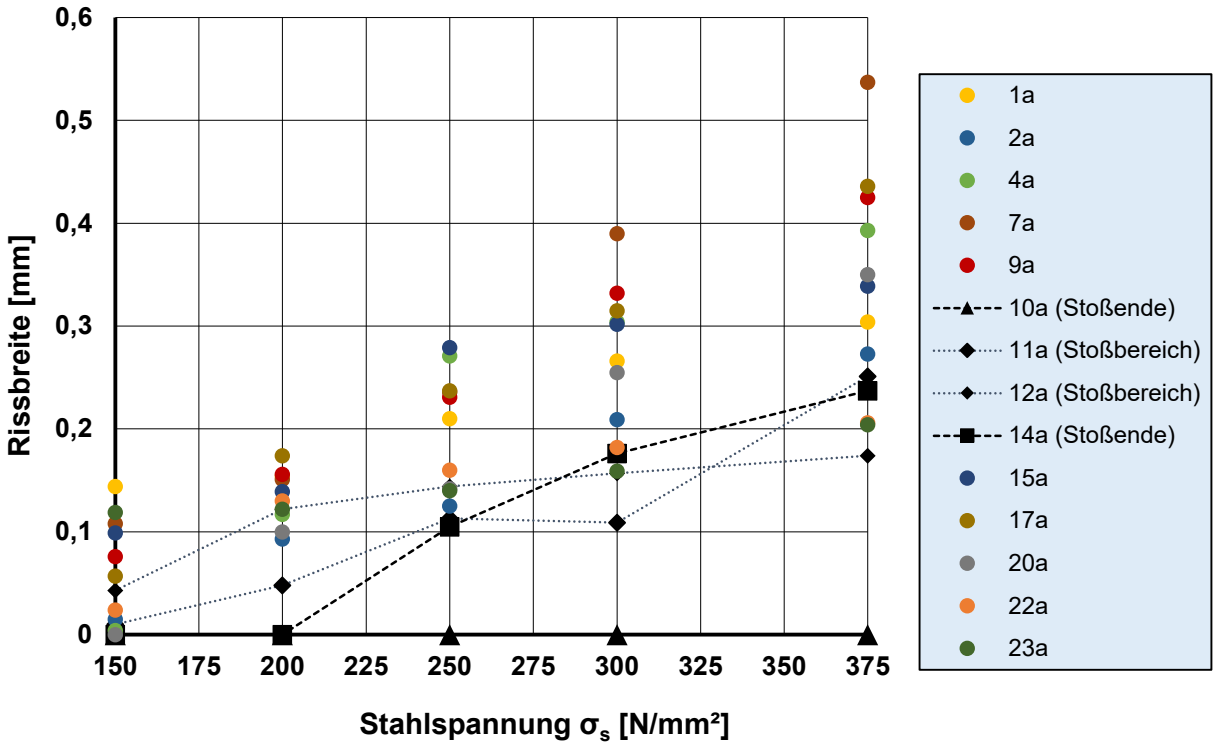


Rissbreitenentwicklung

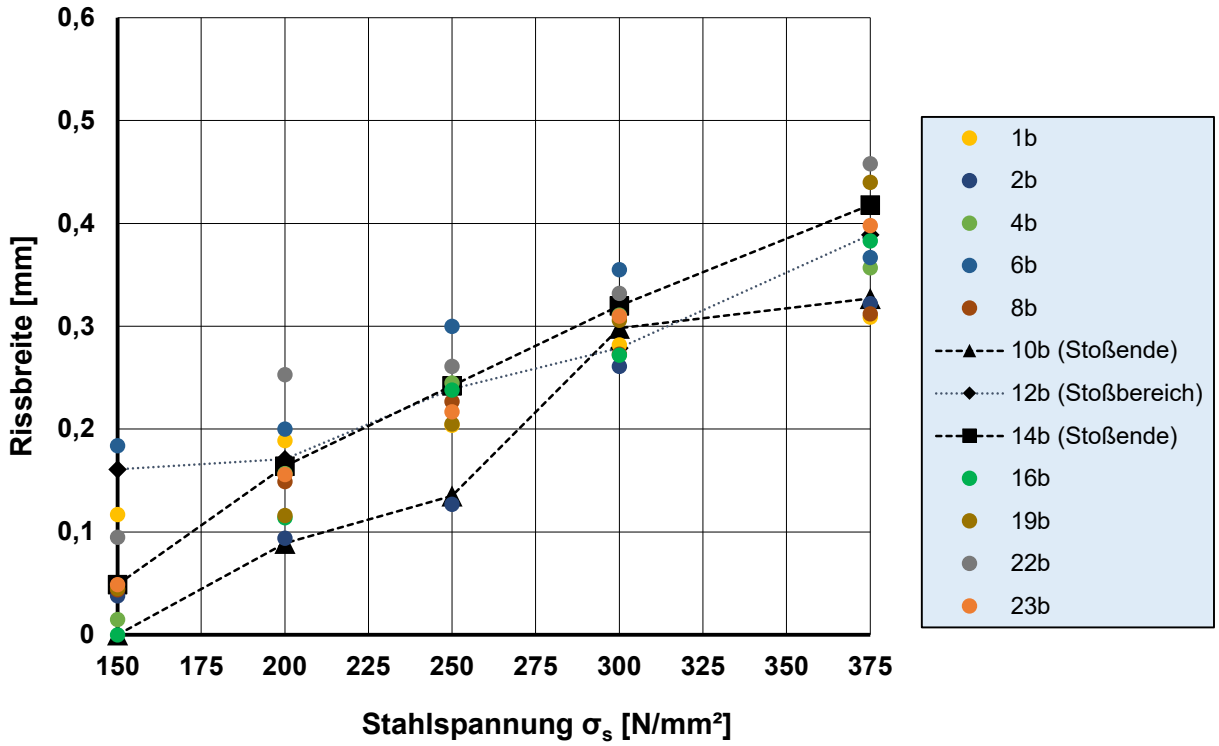
Übersicht der Messintervalle der Spuren a, b und c (Erläuterungen zur Spurlage siehe 4.6.6)



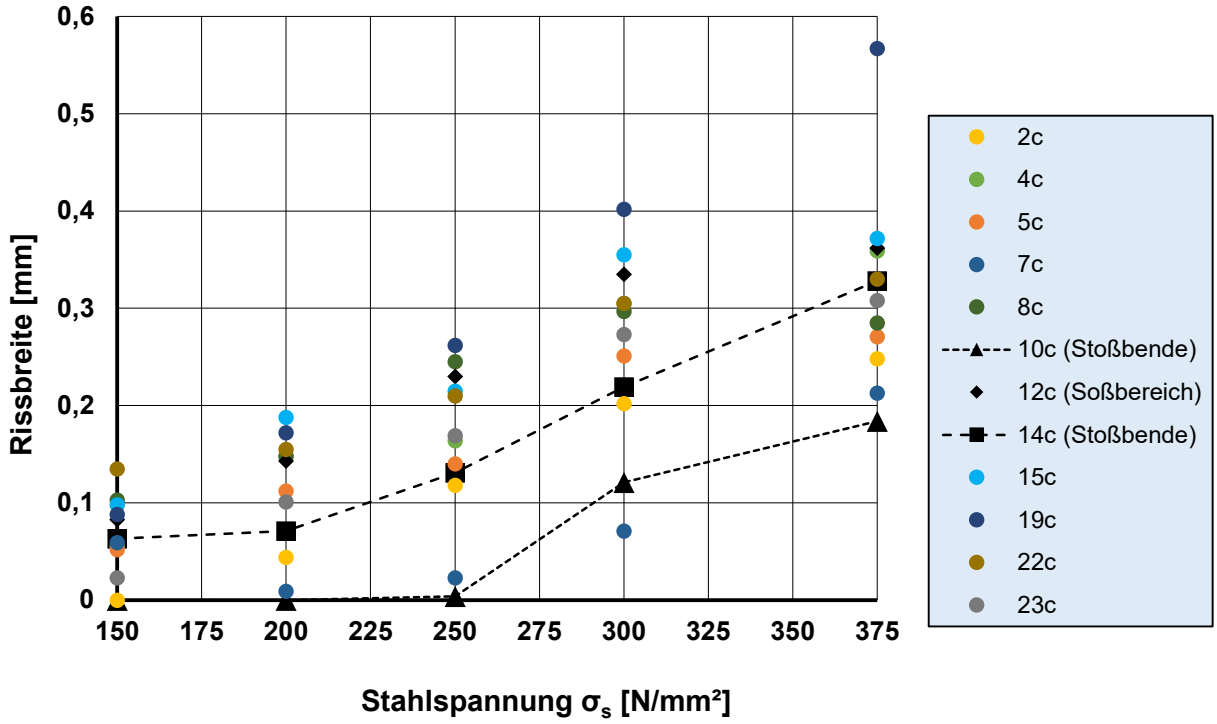
Rissbreiten Spur „a“



Rissbreiten Spur „b“

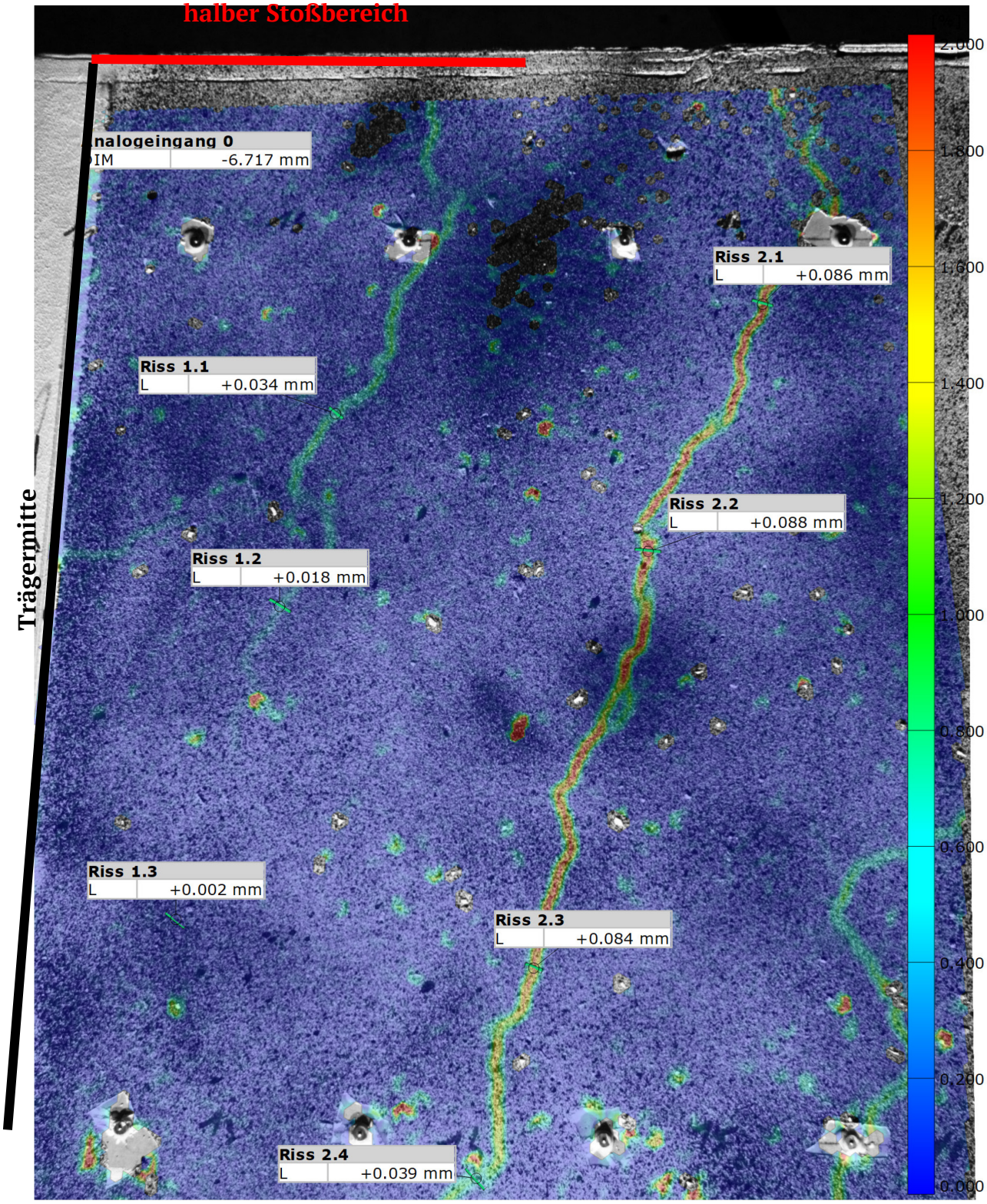


Rissbreiten Spur „c“

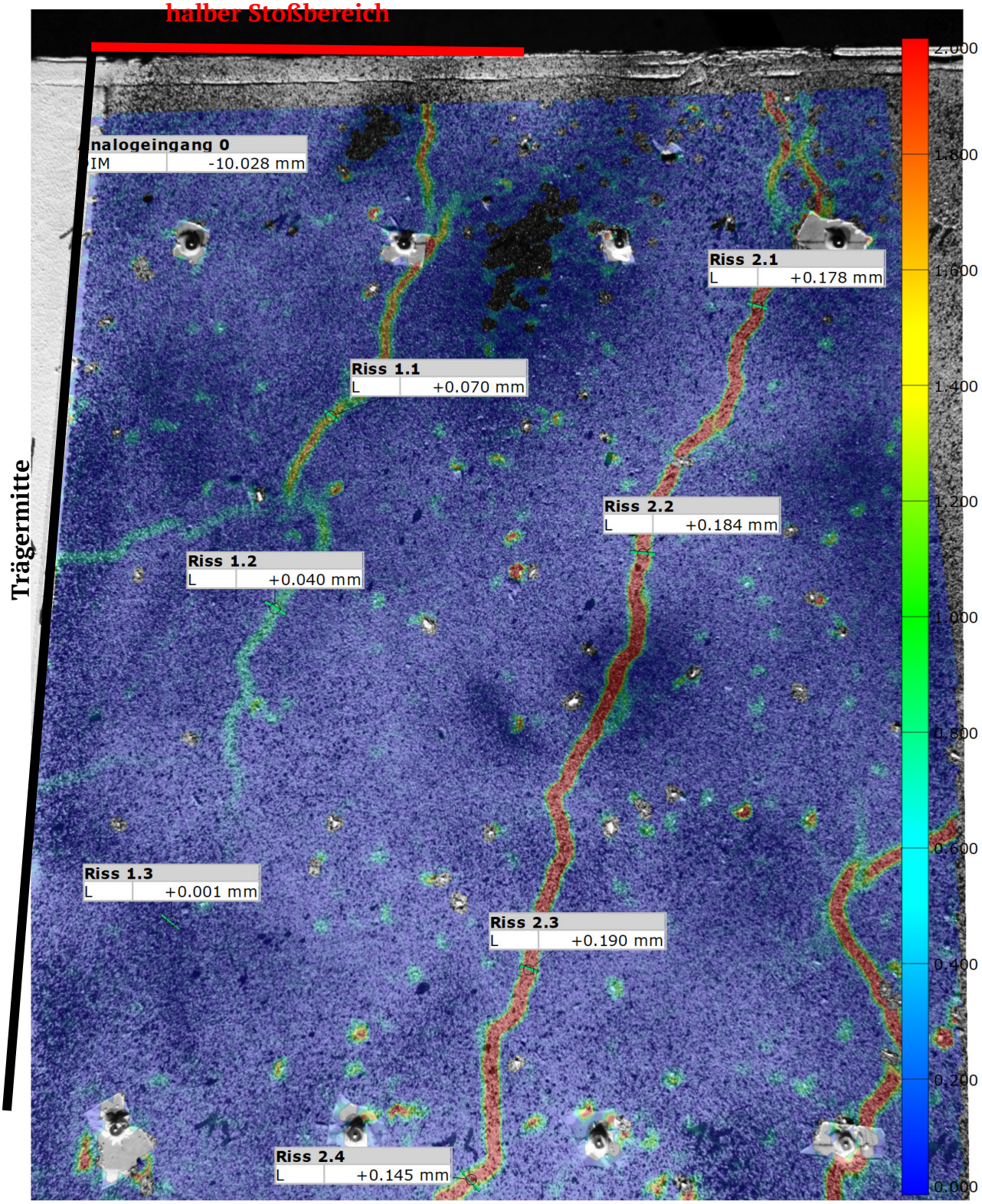


Auswertung der Rissbreiten im Stoßbereich auf der Trägeroberseite mittels GOM Correlate

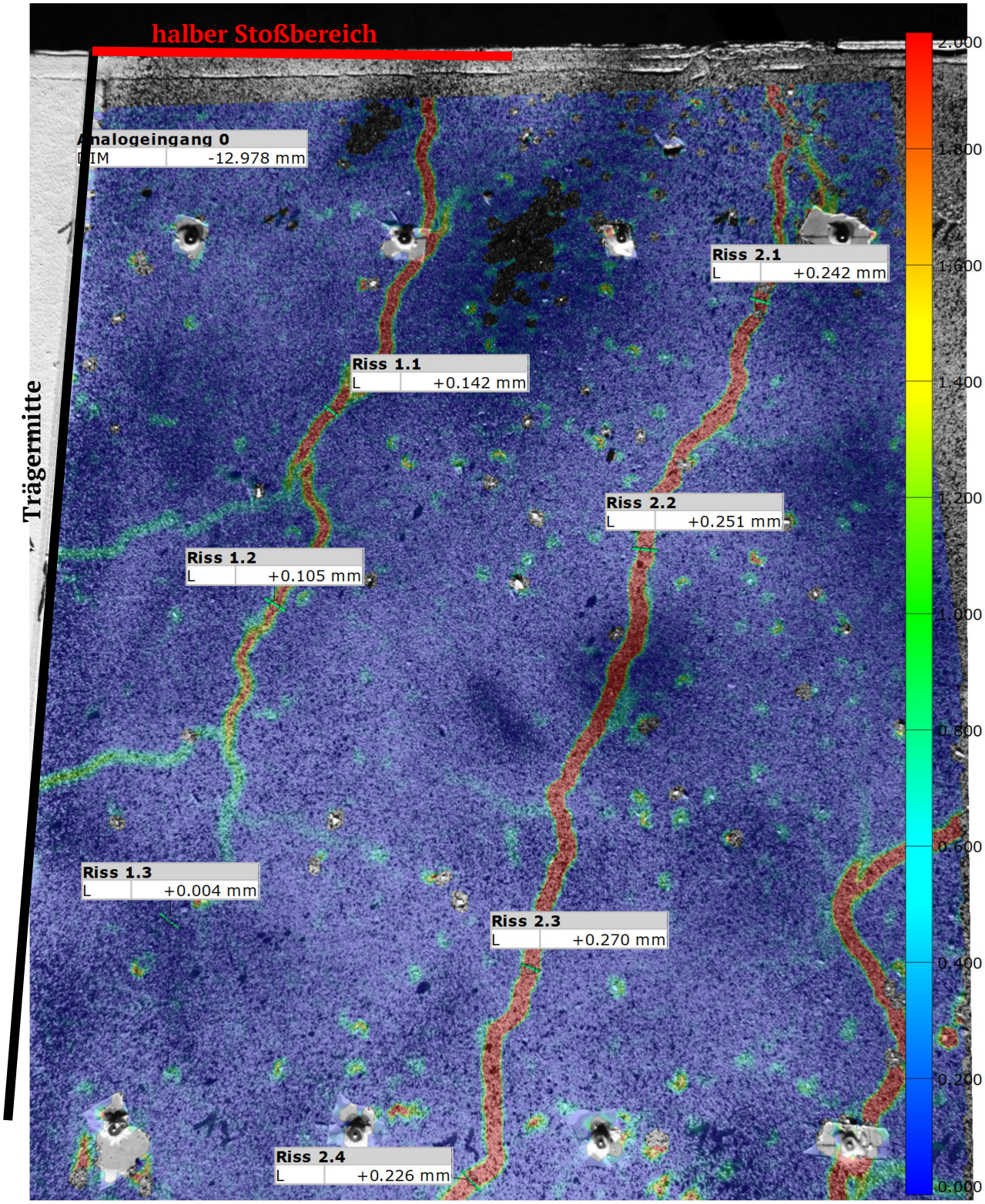
Laststufe 1 (σ_s = 150 N/mm²)



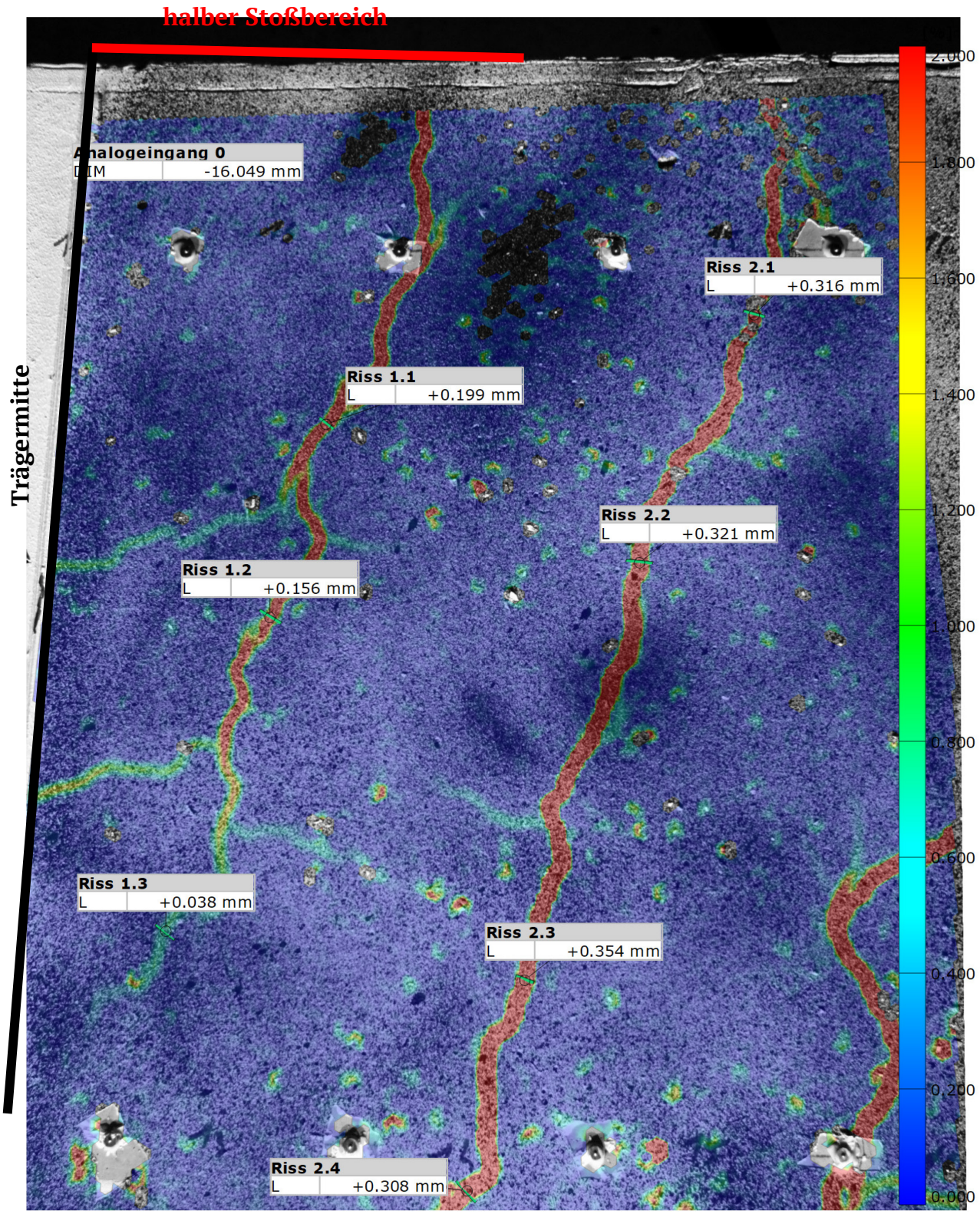
Laststufe 2 (σ_s = 200 N/mm²)



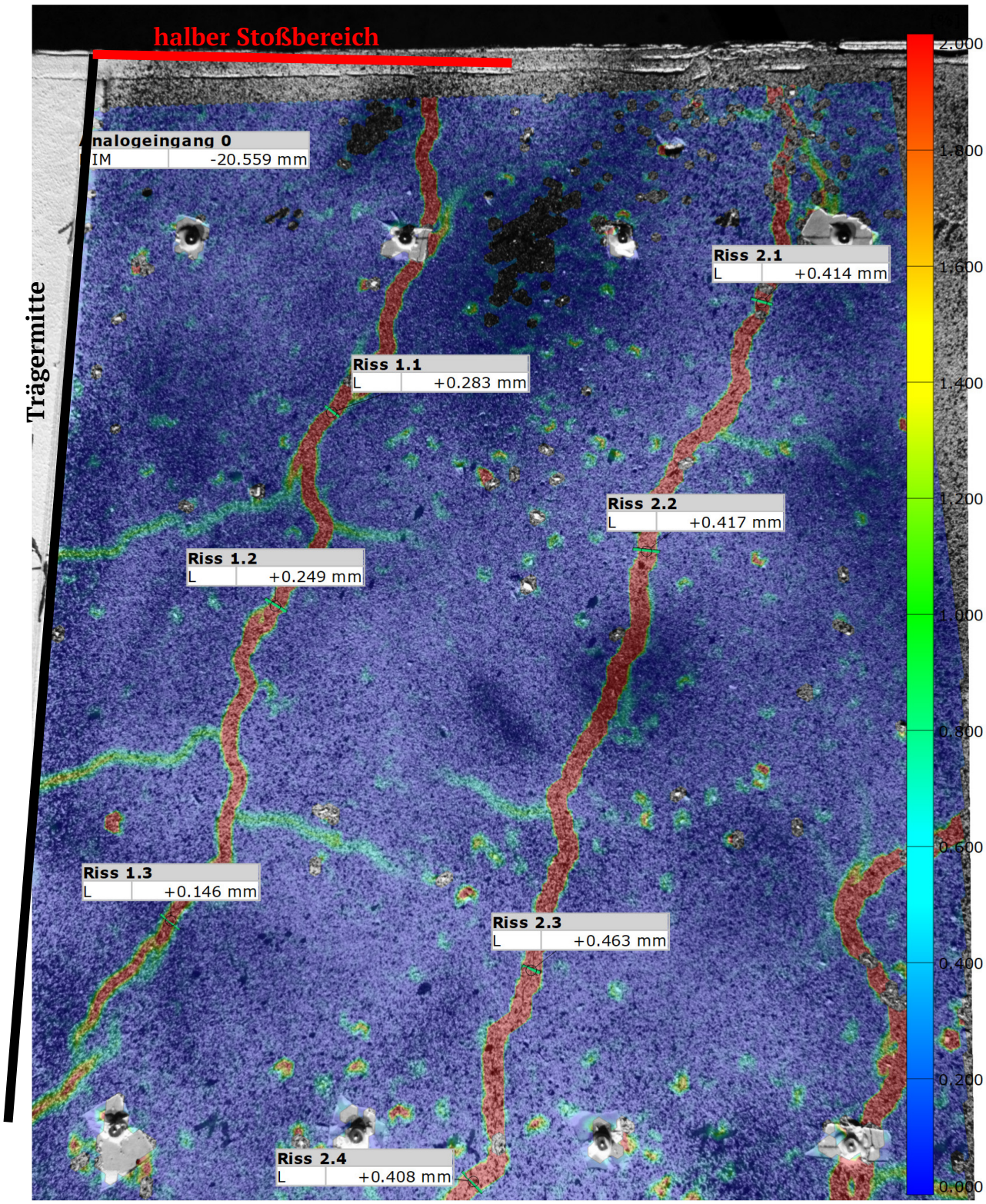
Laststufe 3 (σ_s = 250 N/mm²)



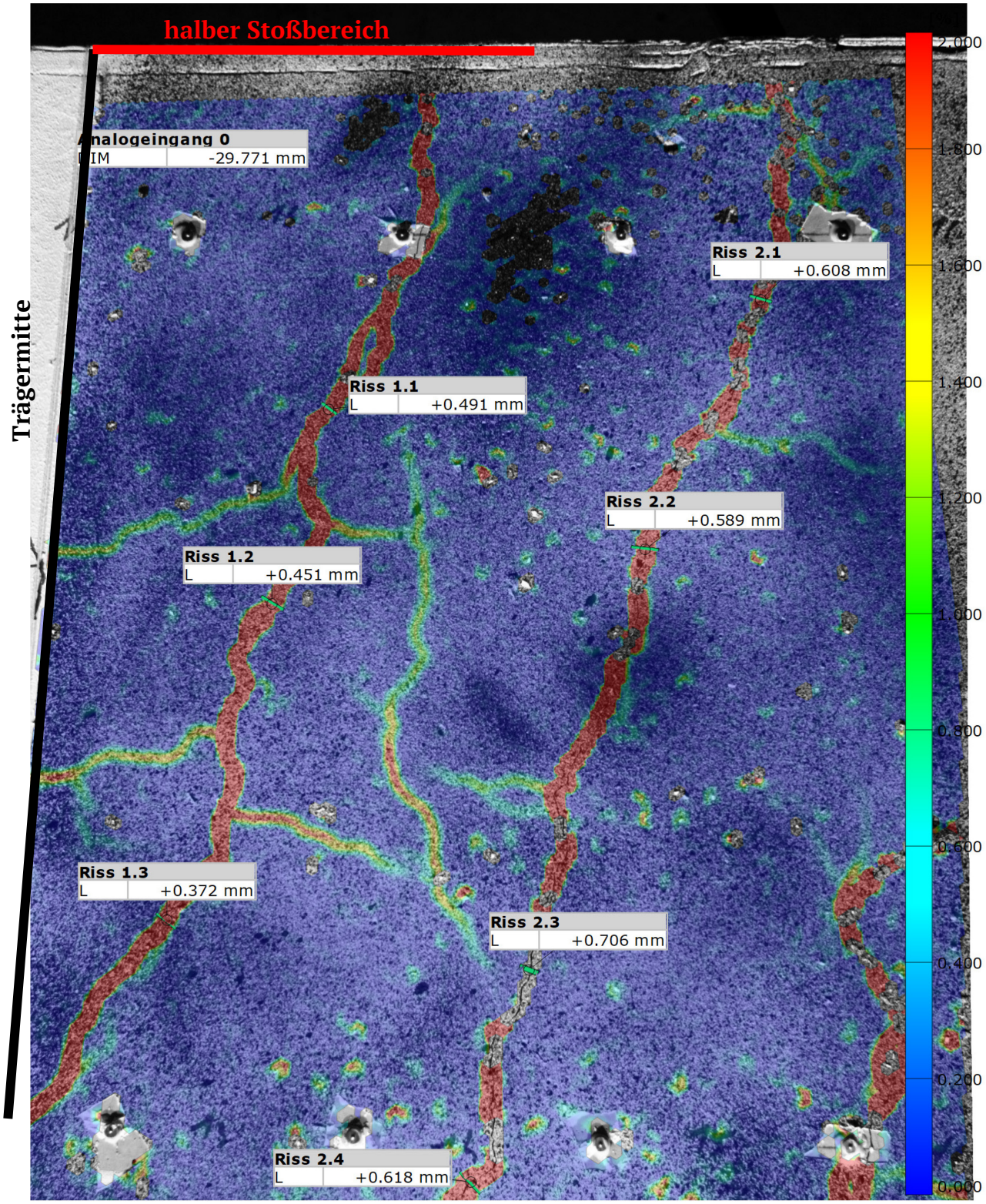
Laststufe 4 (σ_s = 300 N/mm²)



Laststufe 5 (σ_s = 375 N/mm²)

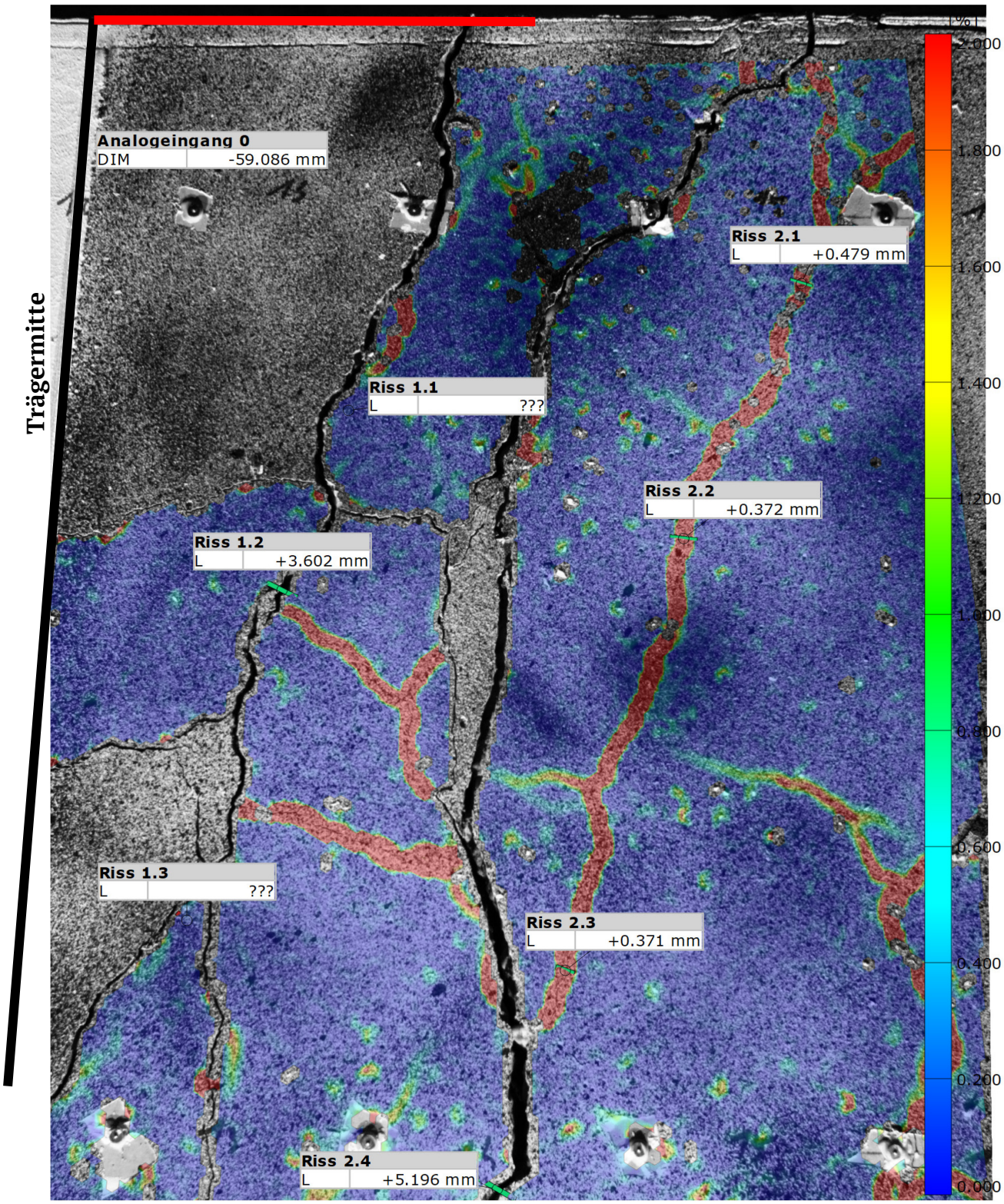


Rissbild unmittelbar vor dem Versagen

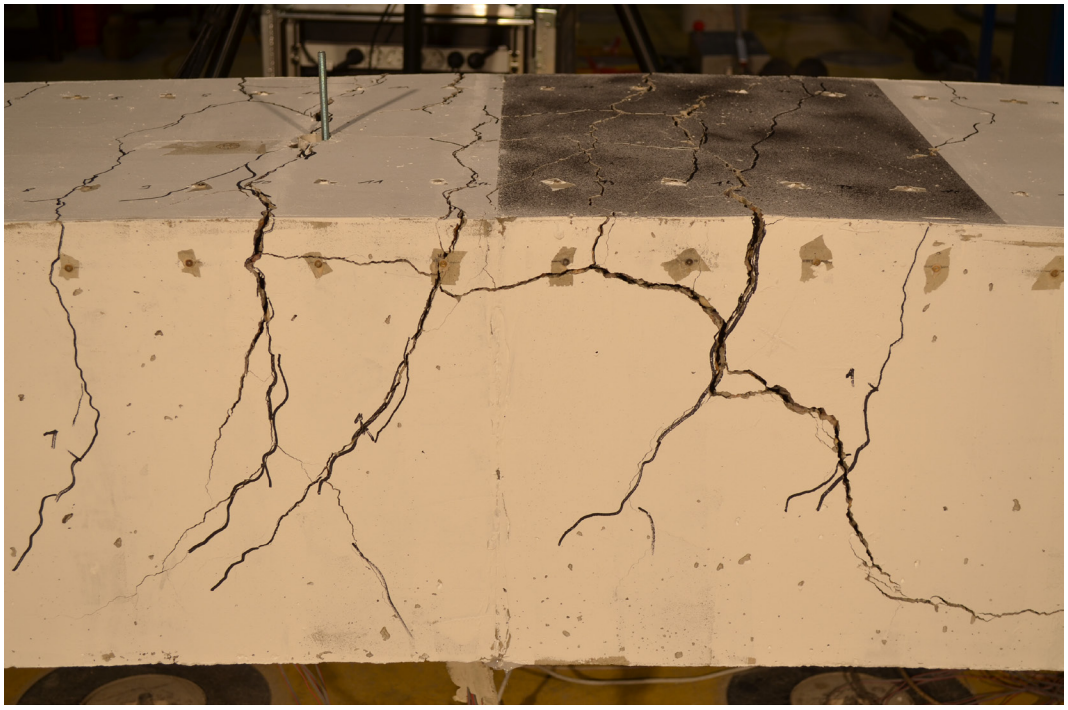


Bruchzustand

halber Stoßbereich



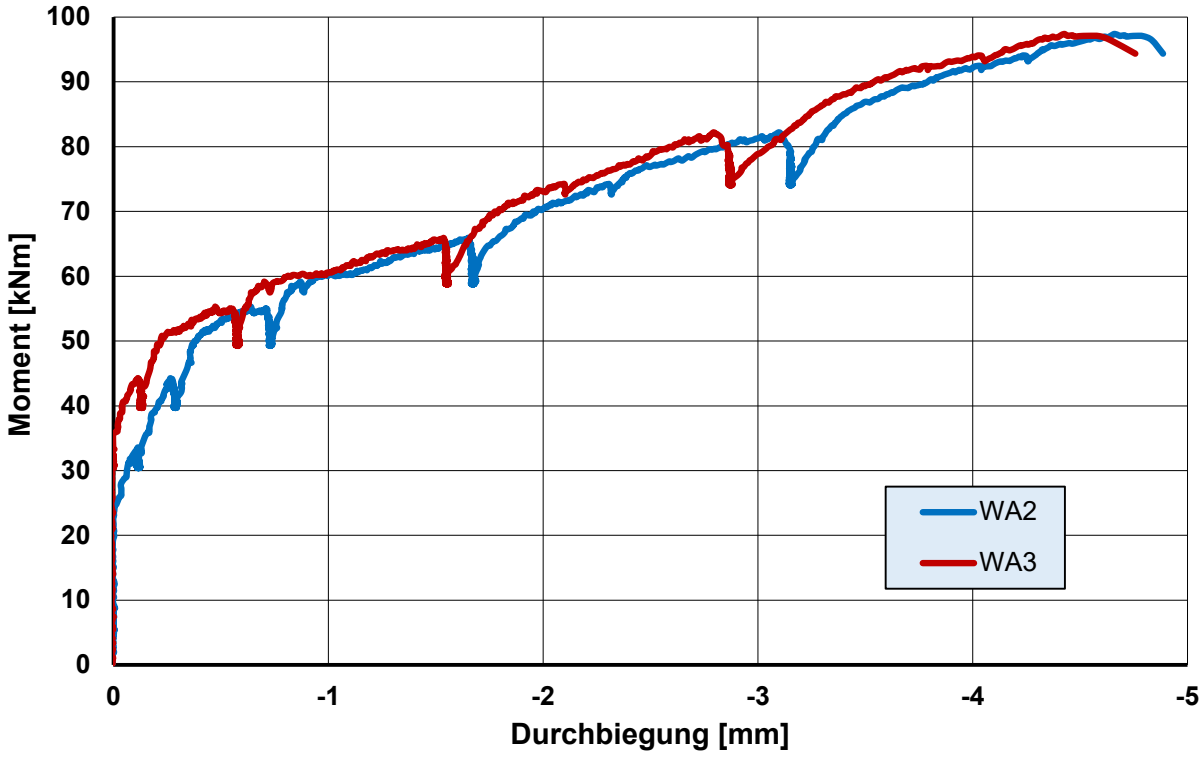
Bruchbilder



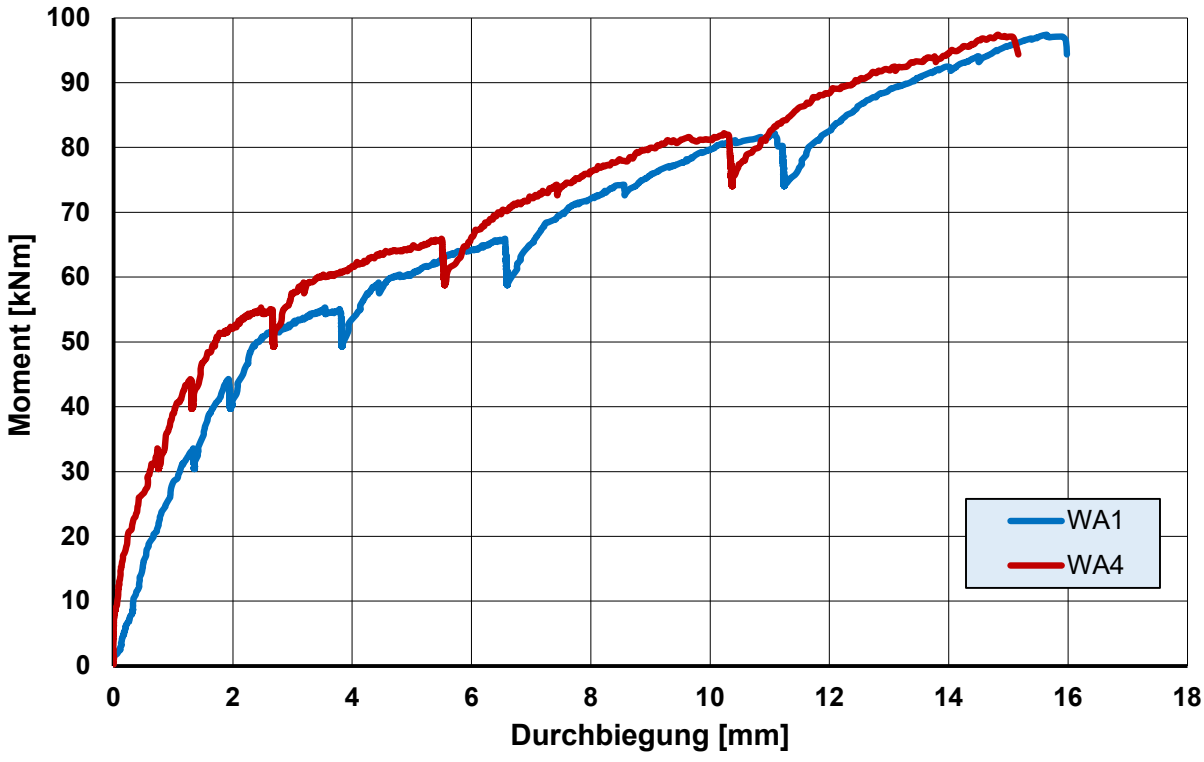


B.7 Ergebnisse Versuchsträger B7

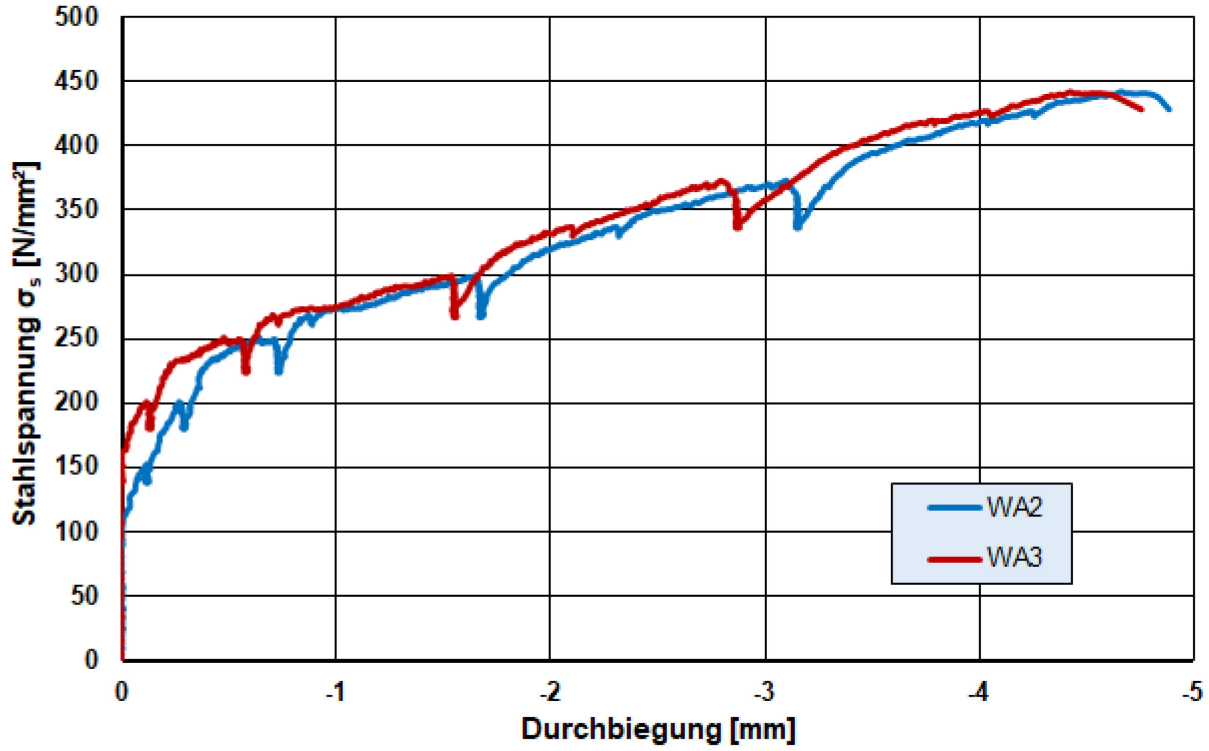
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



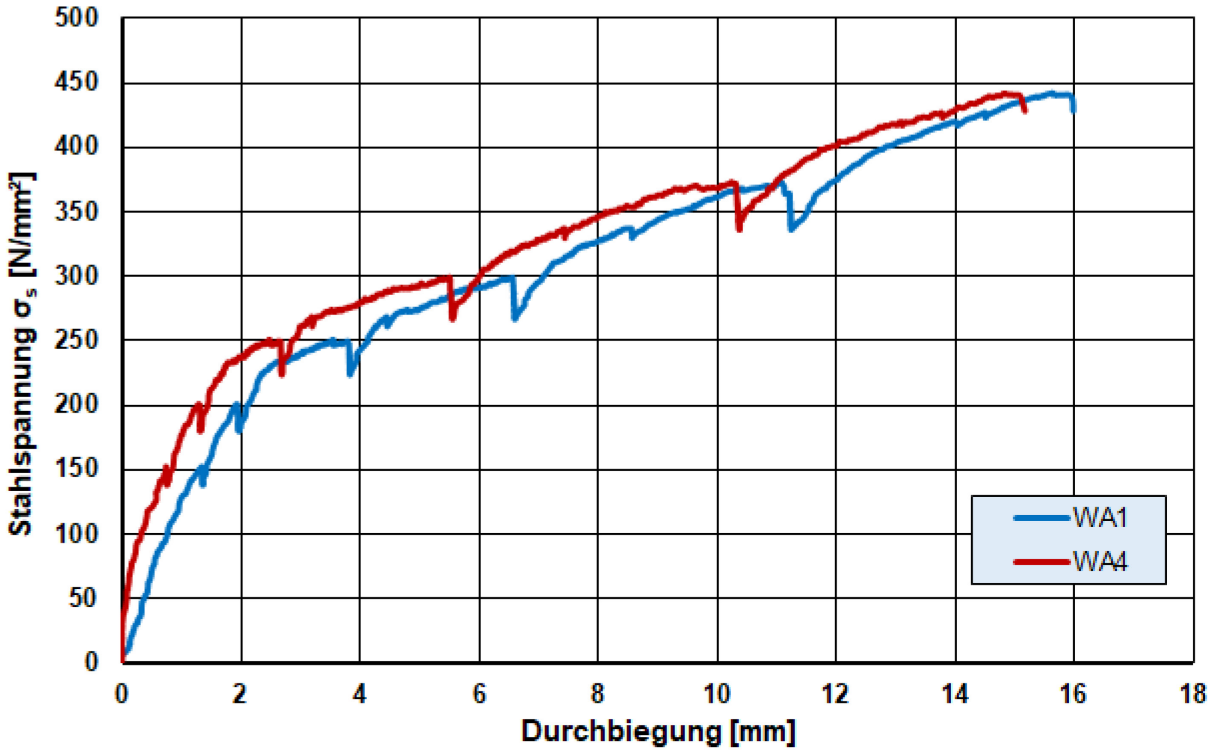
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



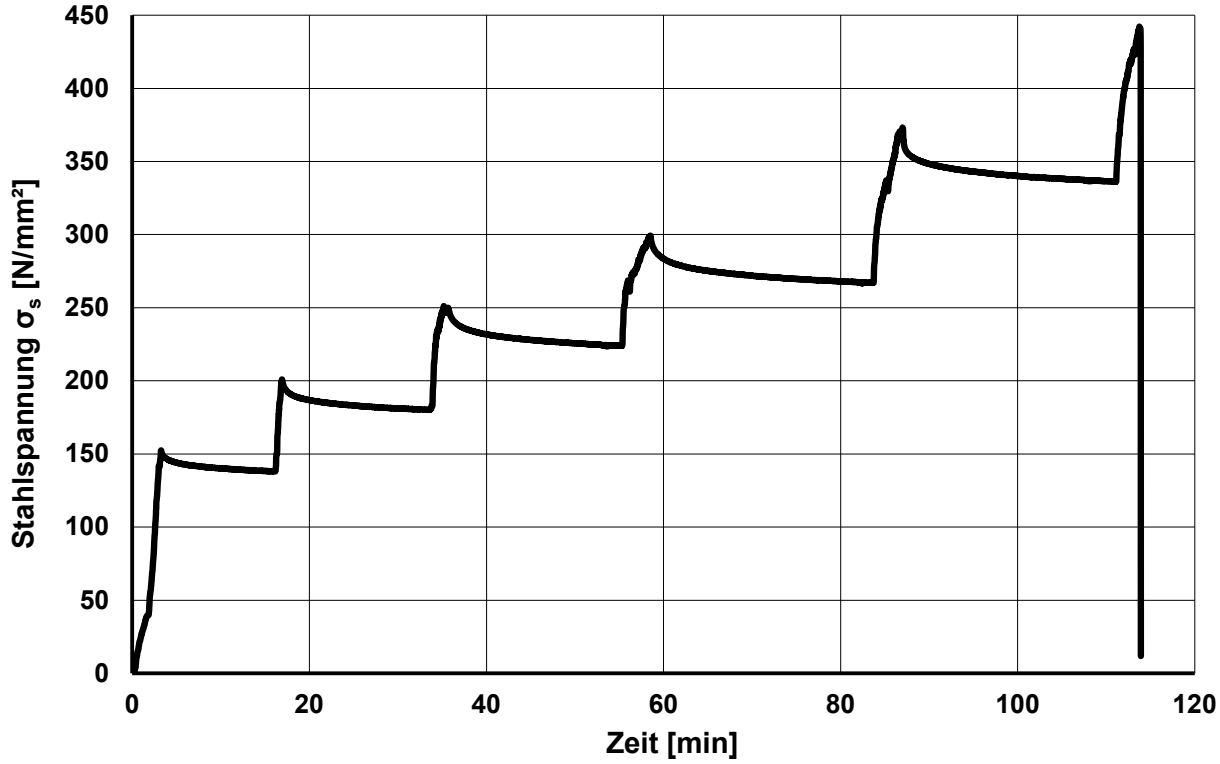
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



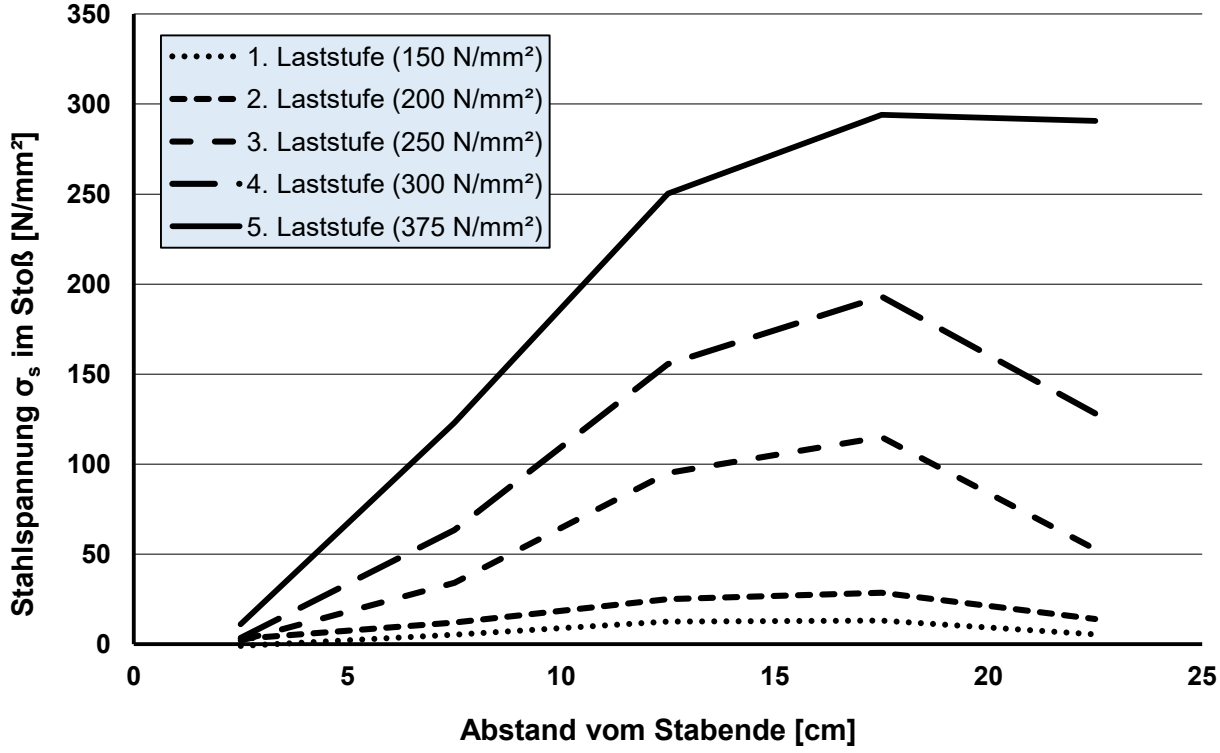
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



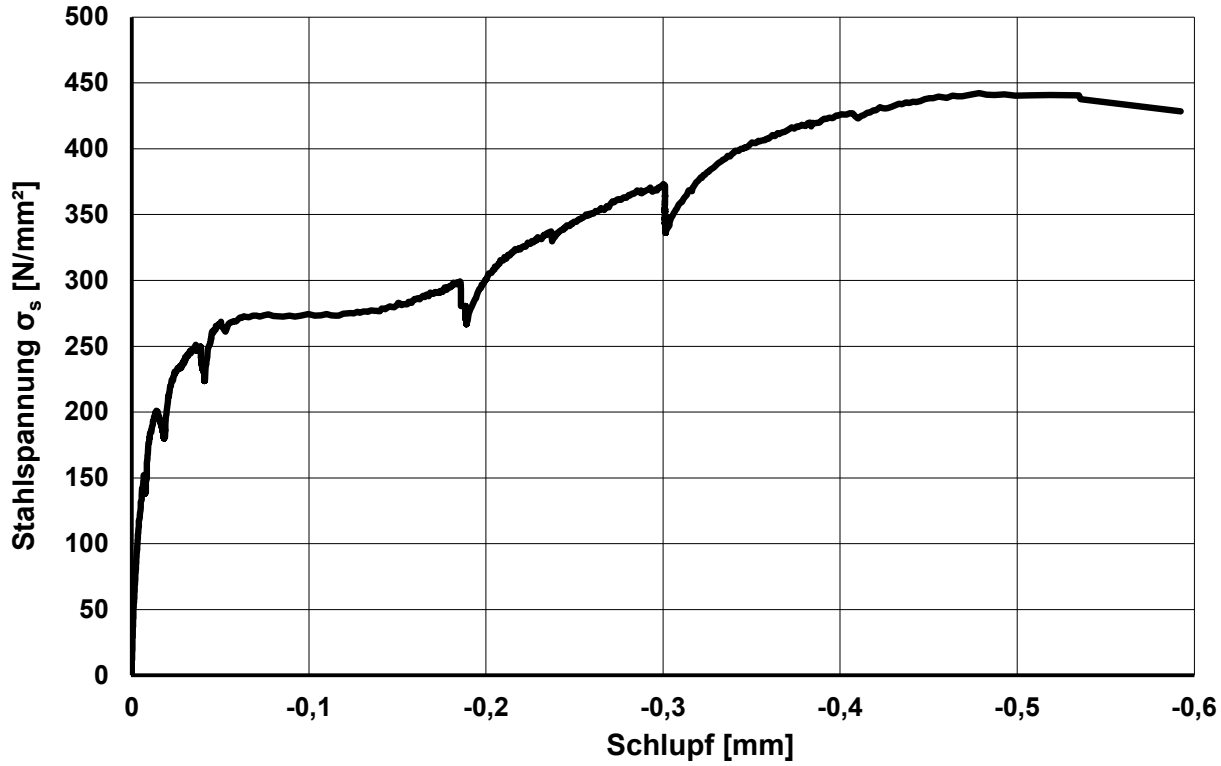
Gemessene Stahlspannung mit Haltepunkten über die Dauer der Versuchsdurchführung



Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (l_0 = 19 cm)

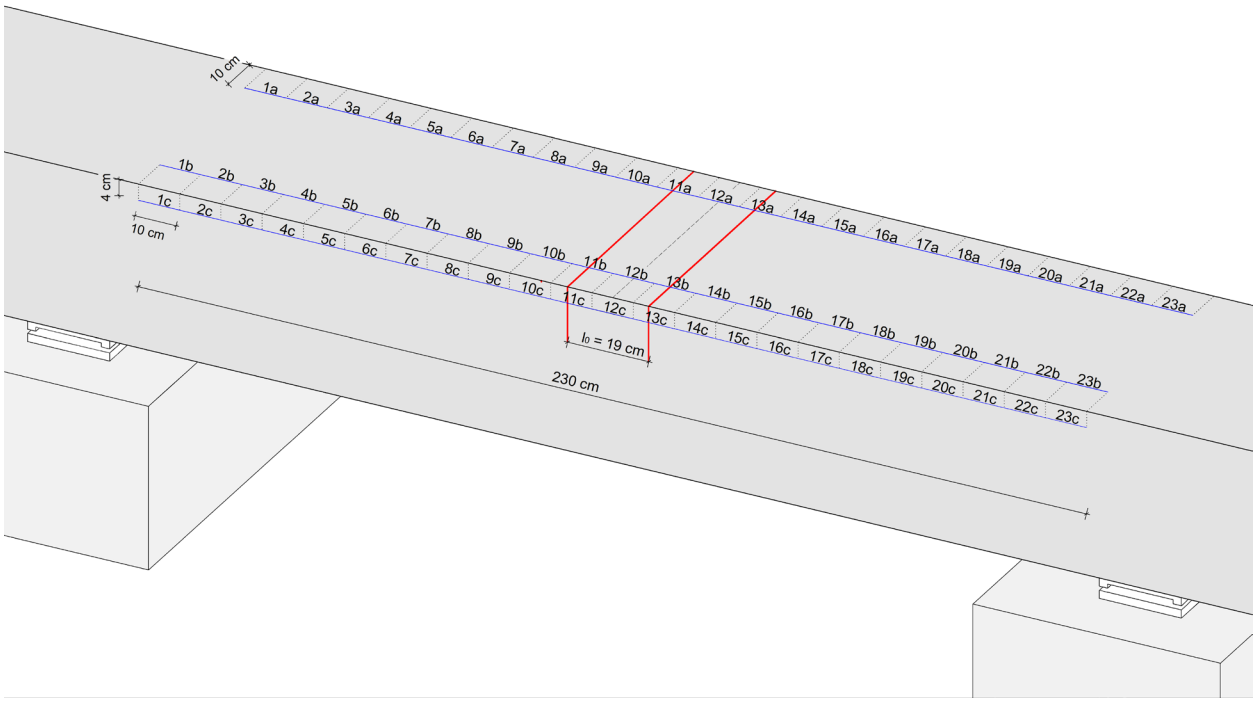


Gemessener Schlupf am Stoßende

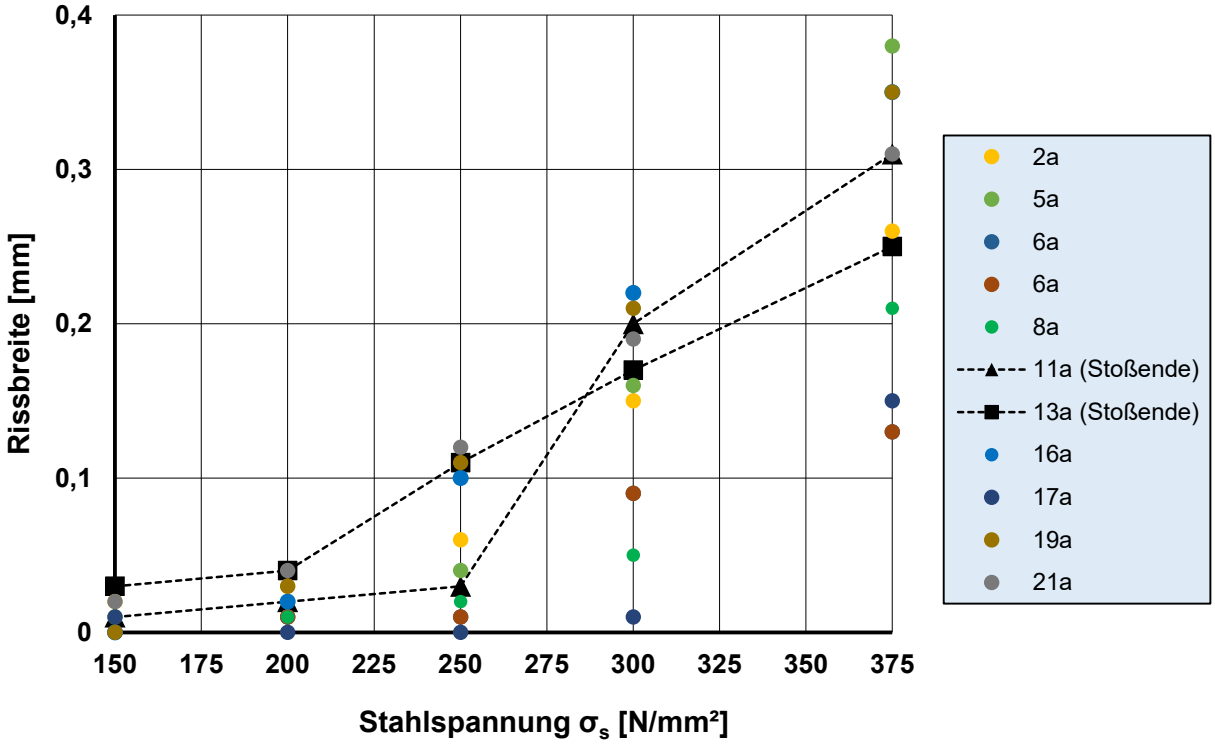


Rissbreitenentwicklung

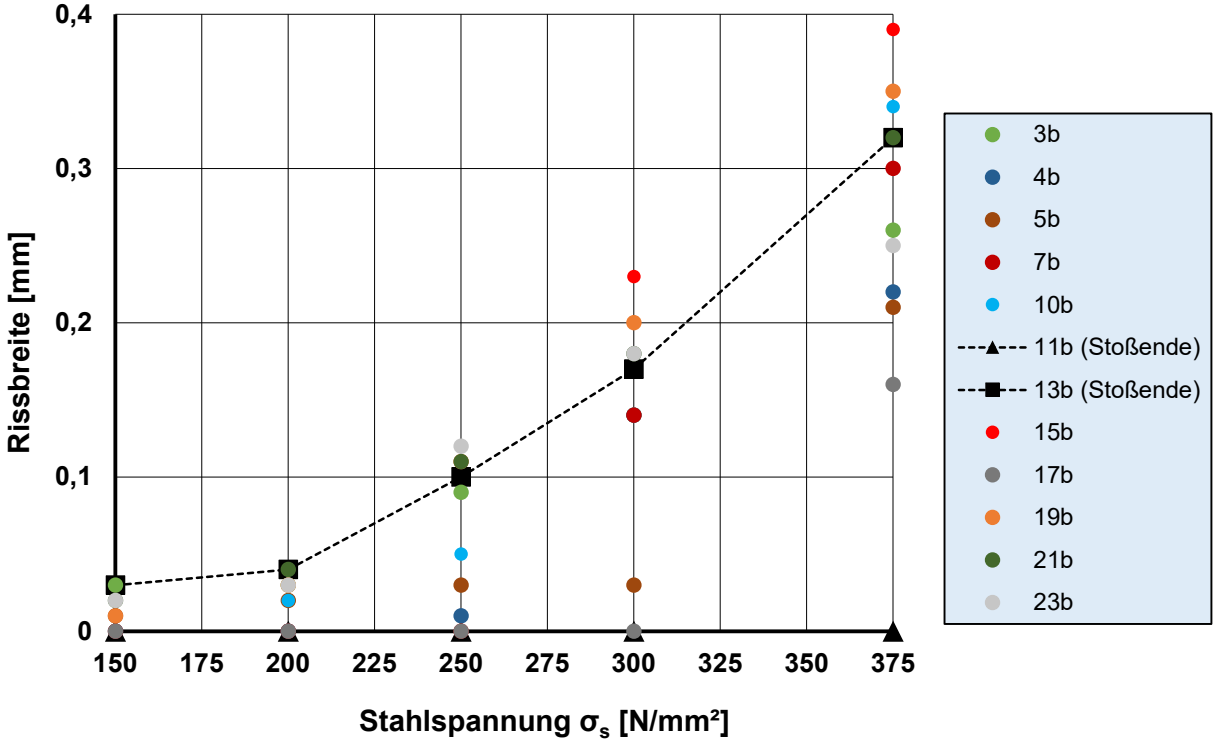
Übersicht der Messintervalle der Spuren a, b und c (Erläuterungen zur Spurlage siehe 4.6.6)



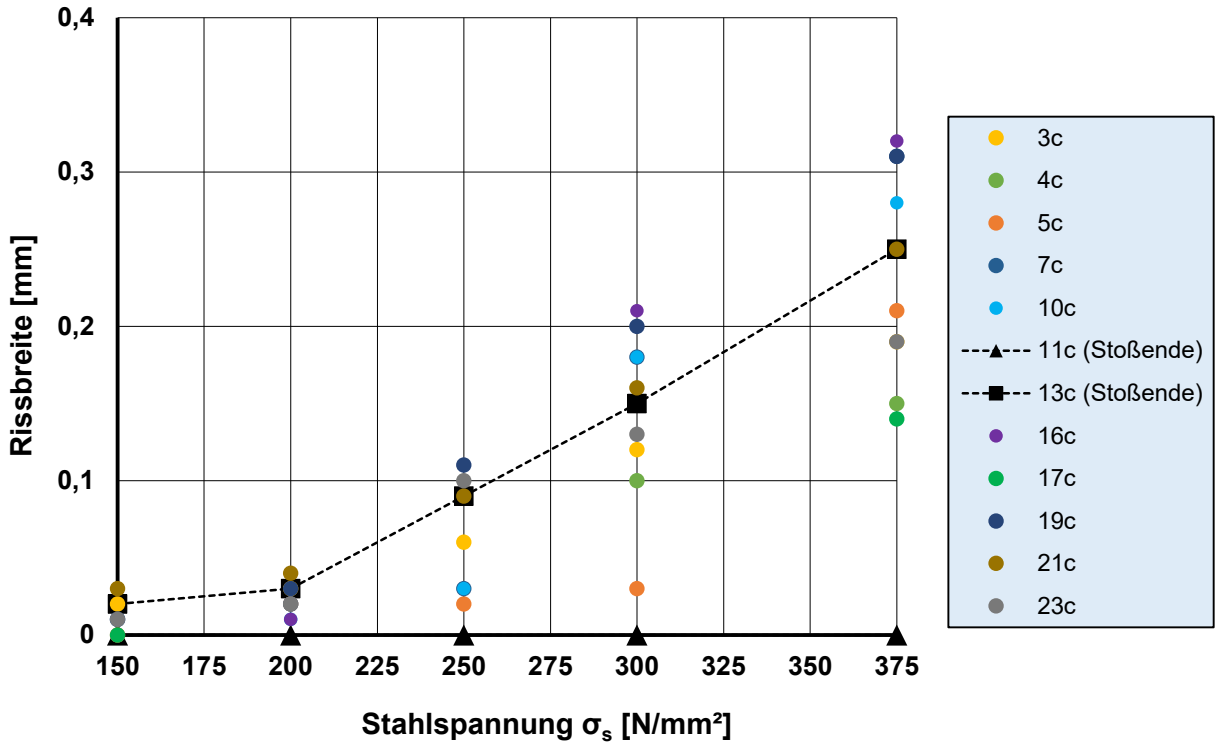
Rissbreiten Spur „a“



Rissbreiten Spur „b“

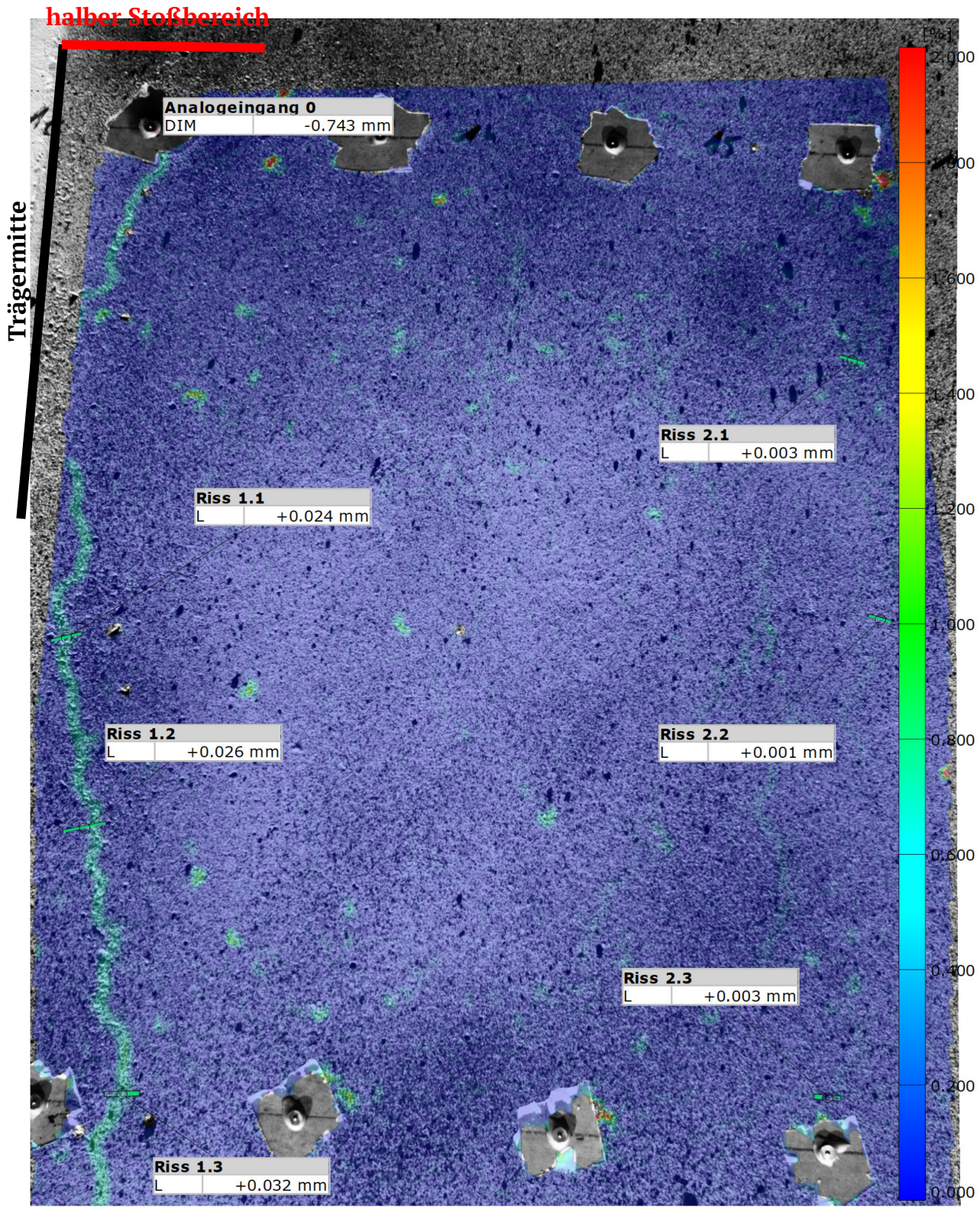


Rissbreiten Spur „c“

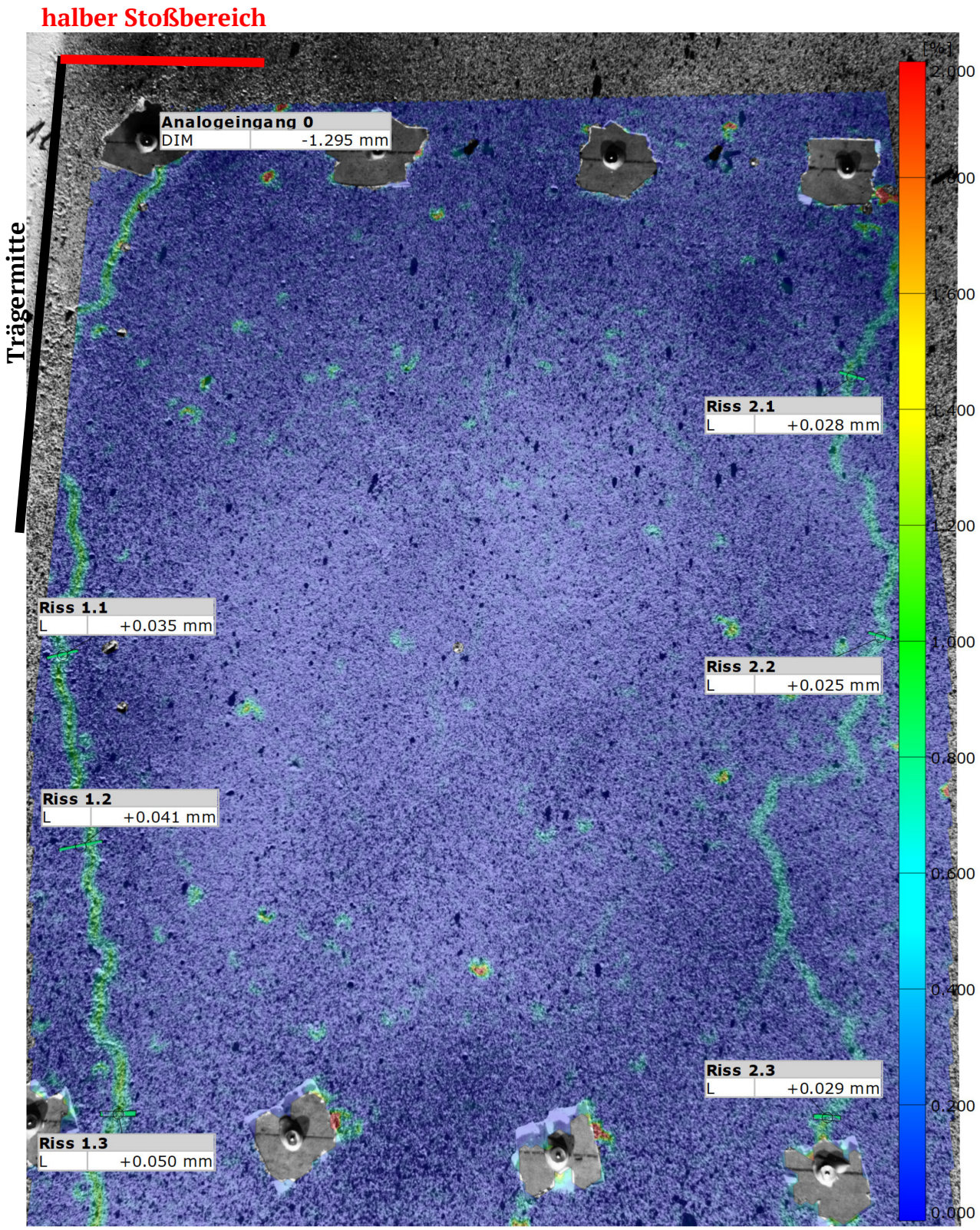


Auswertung der Rissbreiten im Stoßbereich auf der Trägeroberseite mittels GOM Correlate

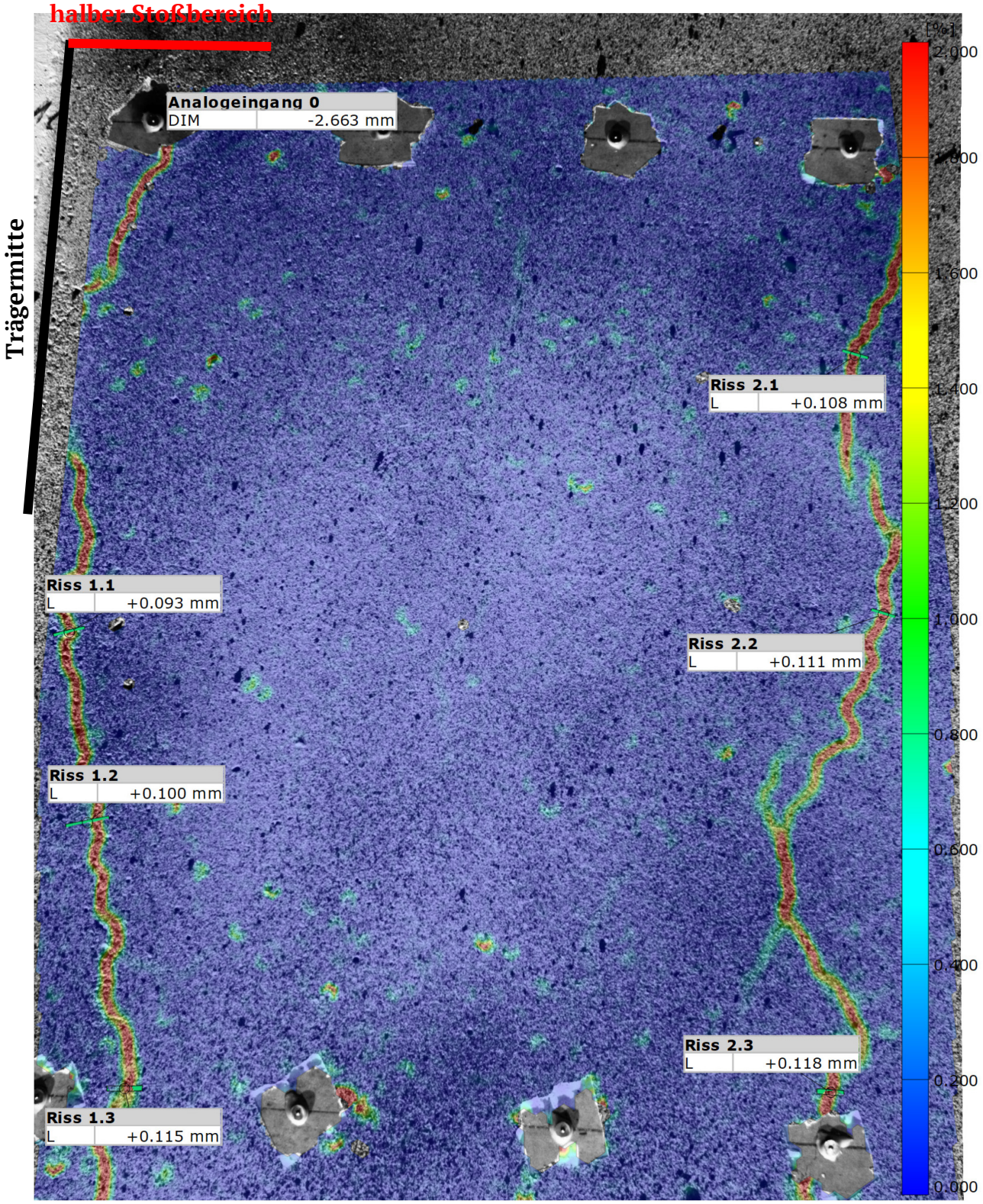
Laststufe 1 (σ_s = 150 N/mm²)



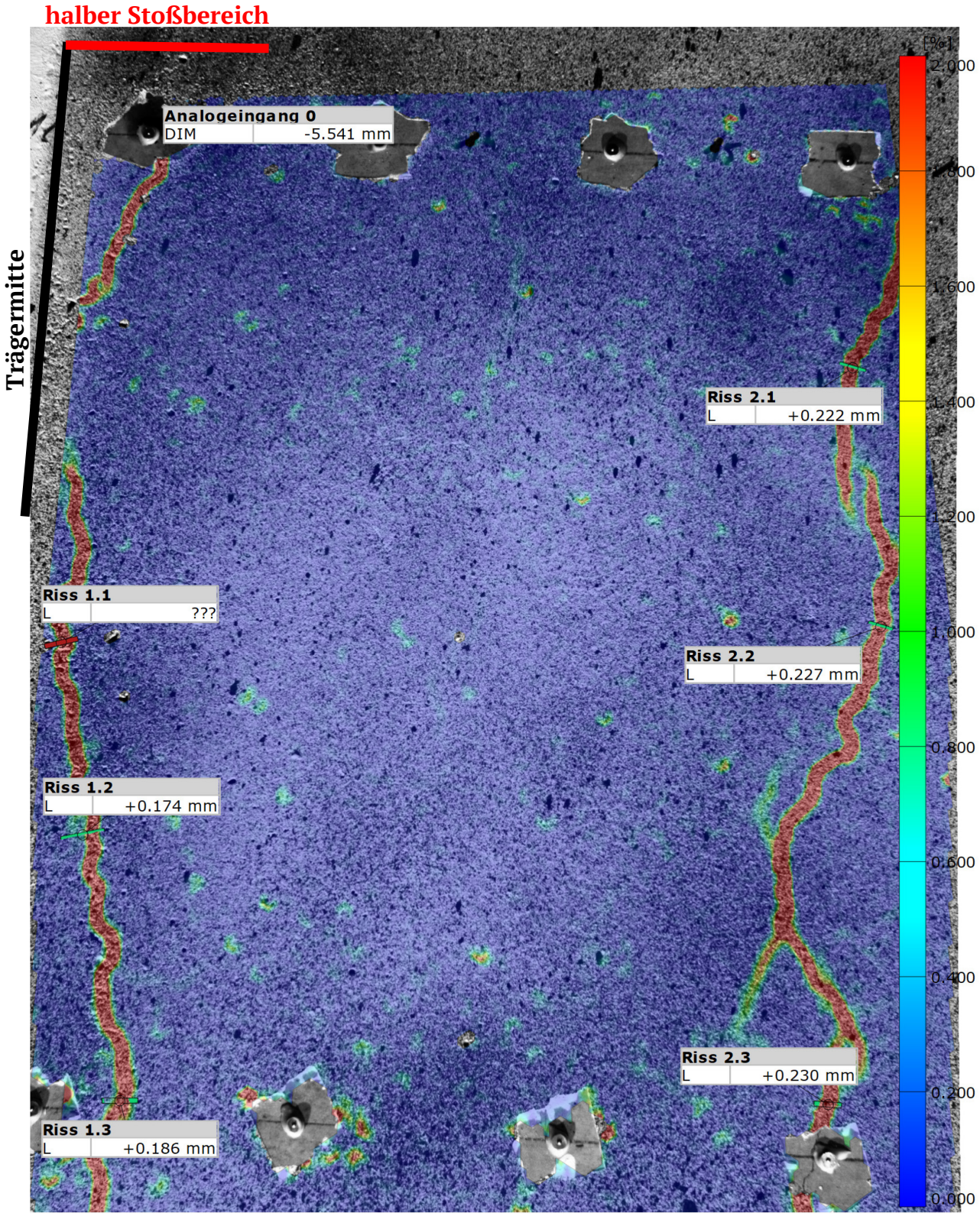
Laststufe 2 (σ_s = 200 N/mm²)



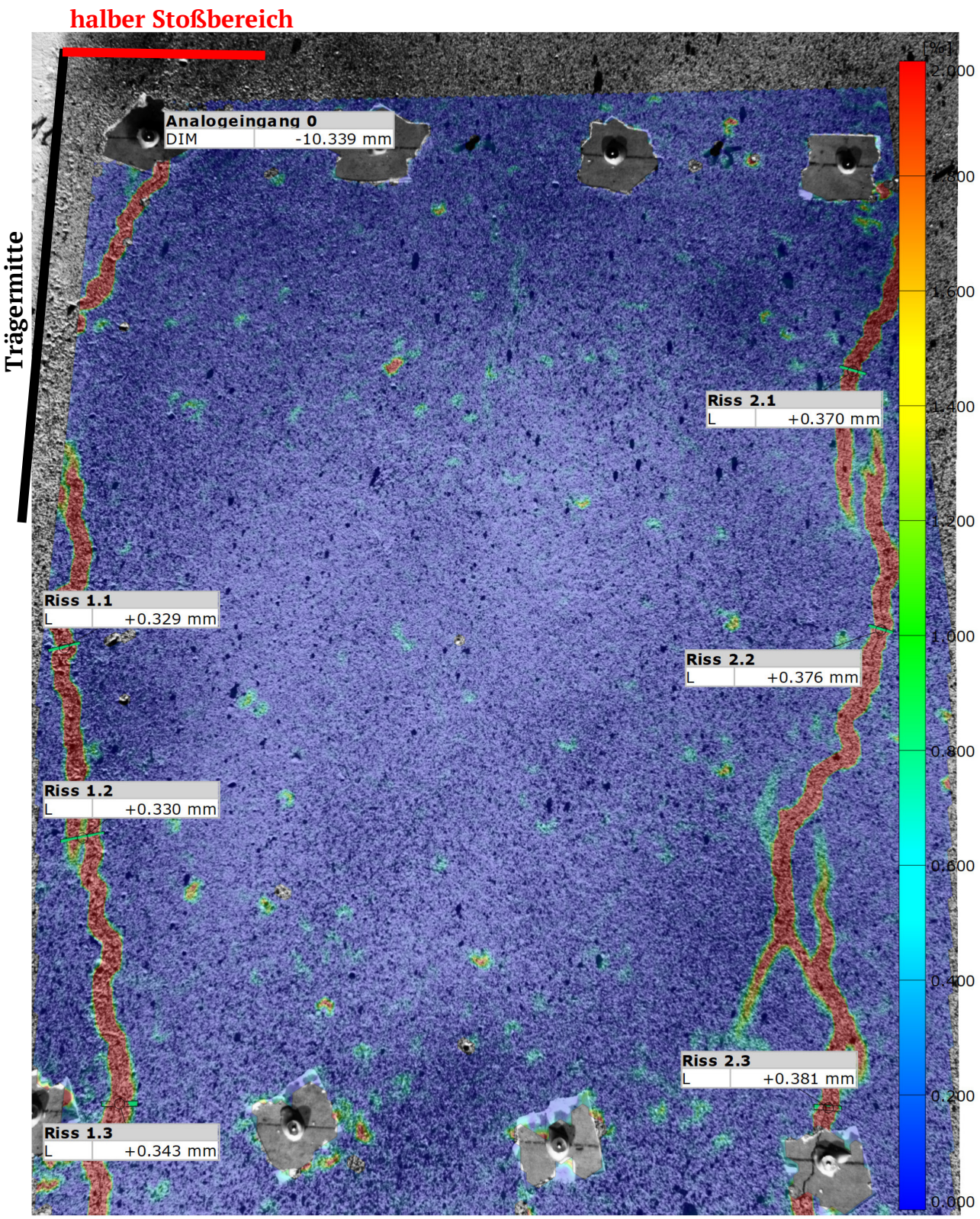
Laststufe 3 (σ_s = 250 N/mm²)



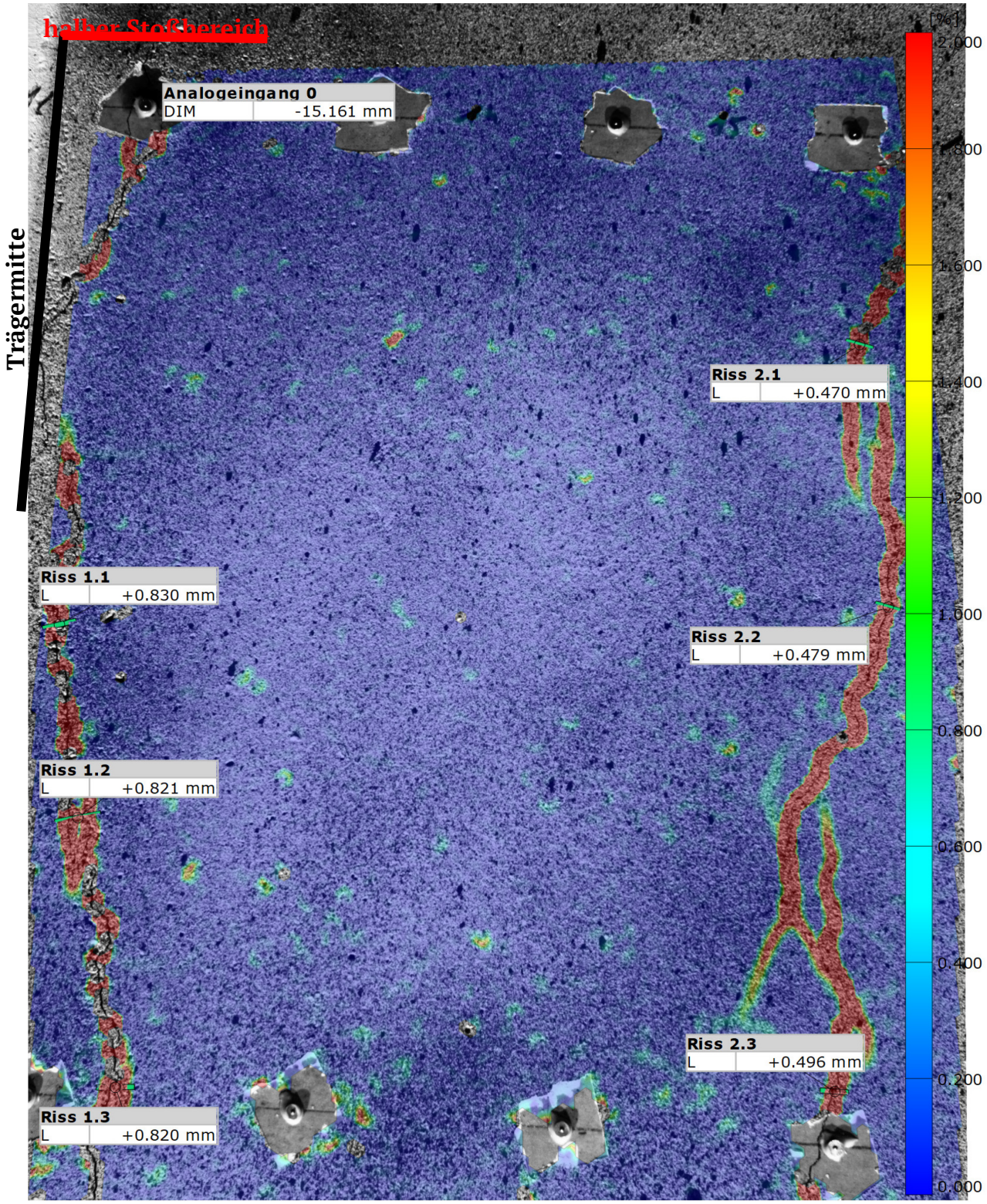
Laststufe 4 (σ_s = 300 N/mm²)



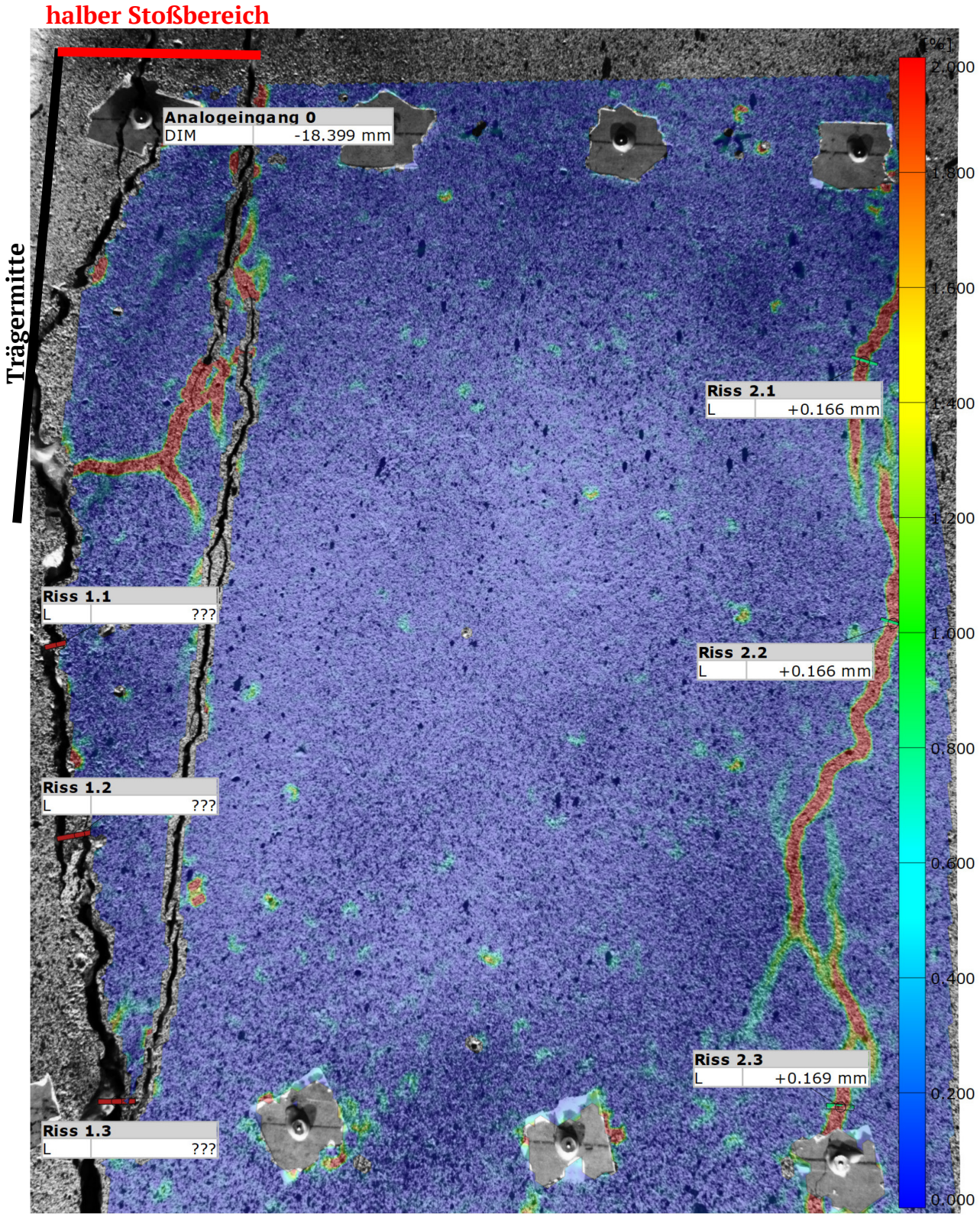
Laststufe 5 (σ_s = 375 N/mm²)



Rissbild unmittelbar vor dem Versagen

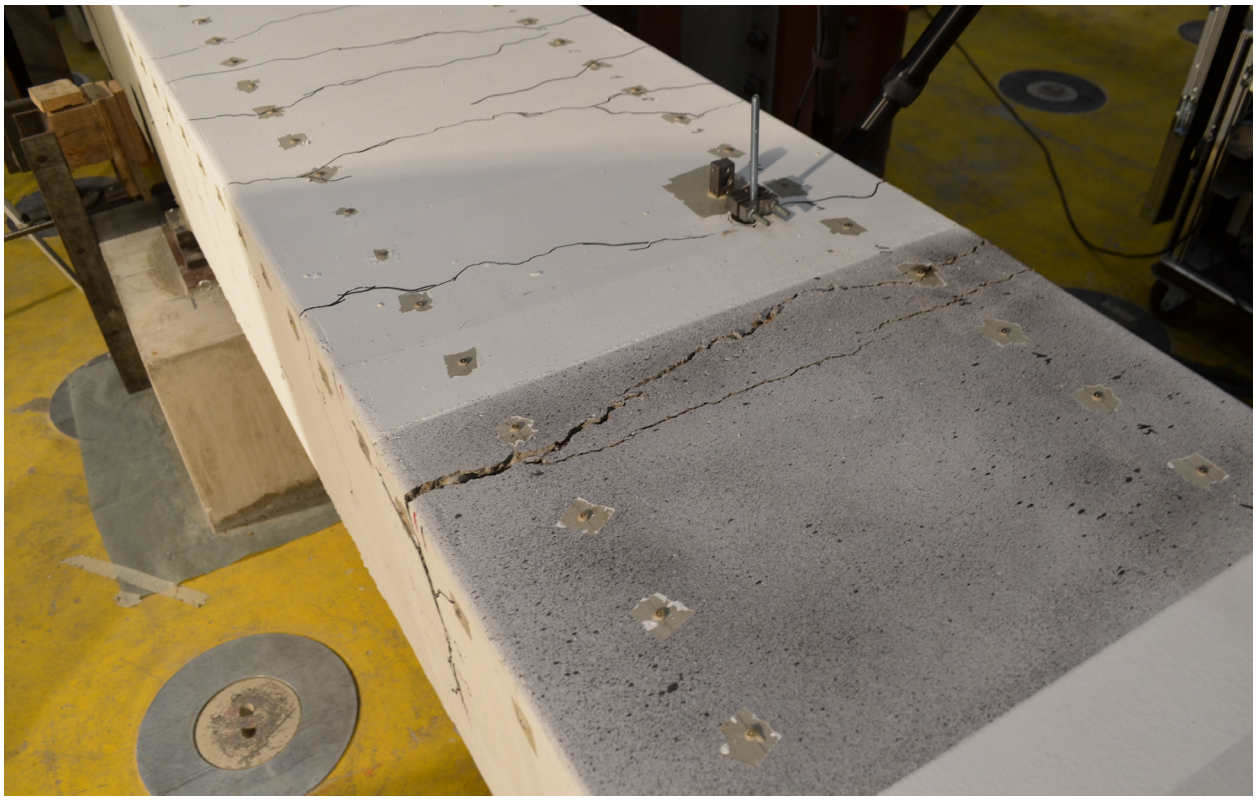


Bruchzustand



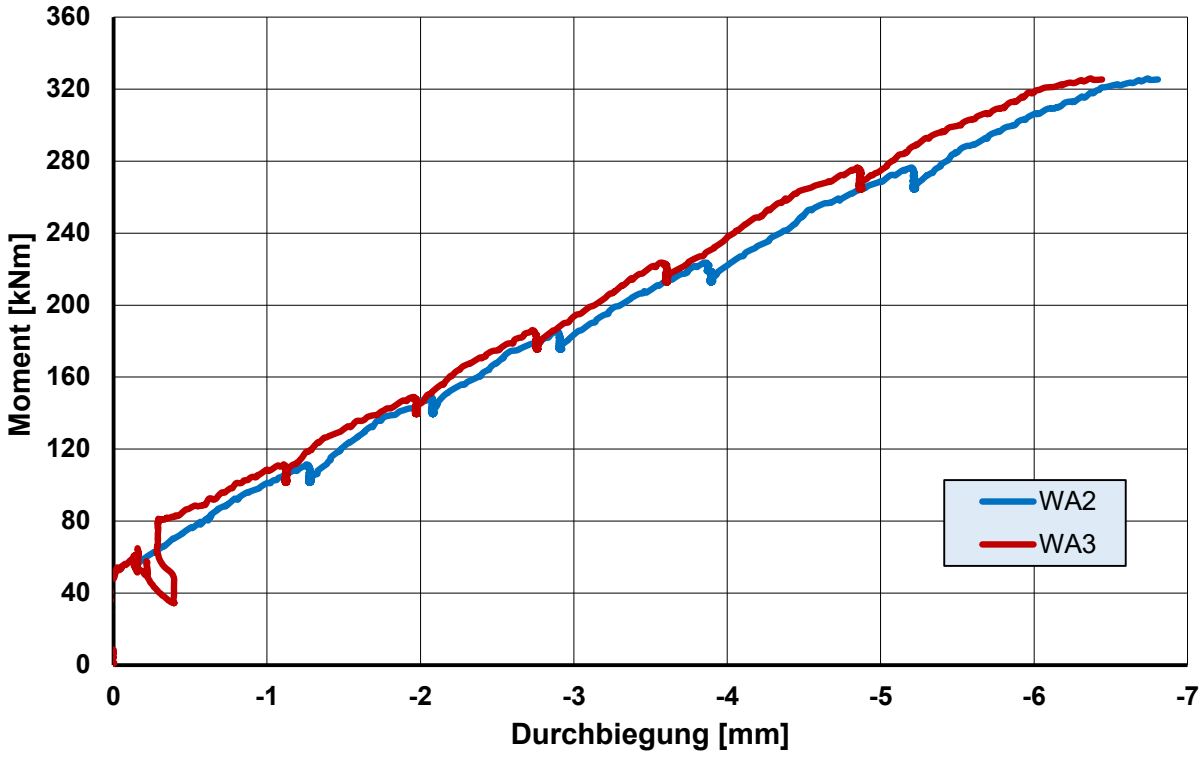
Bruchbilder



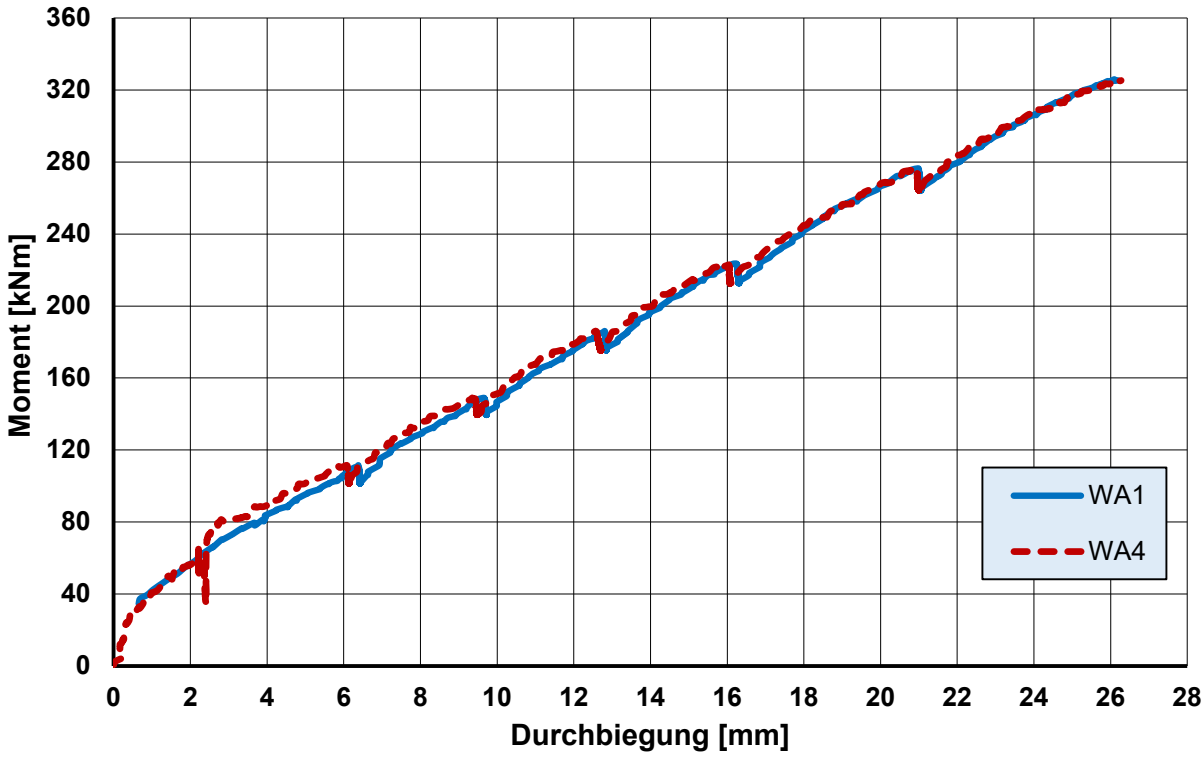


B.8 Ergebnisse Versuchsträger B8

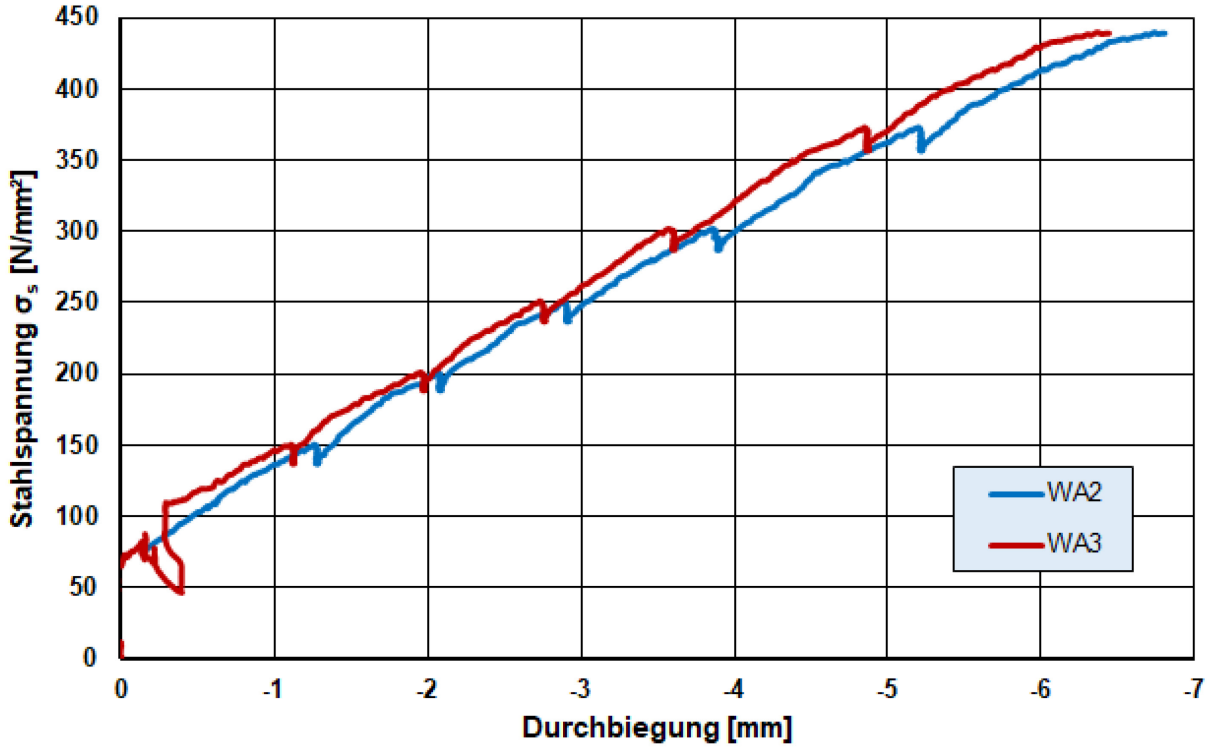
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



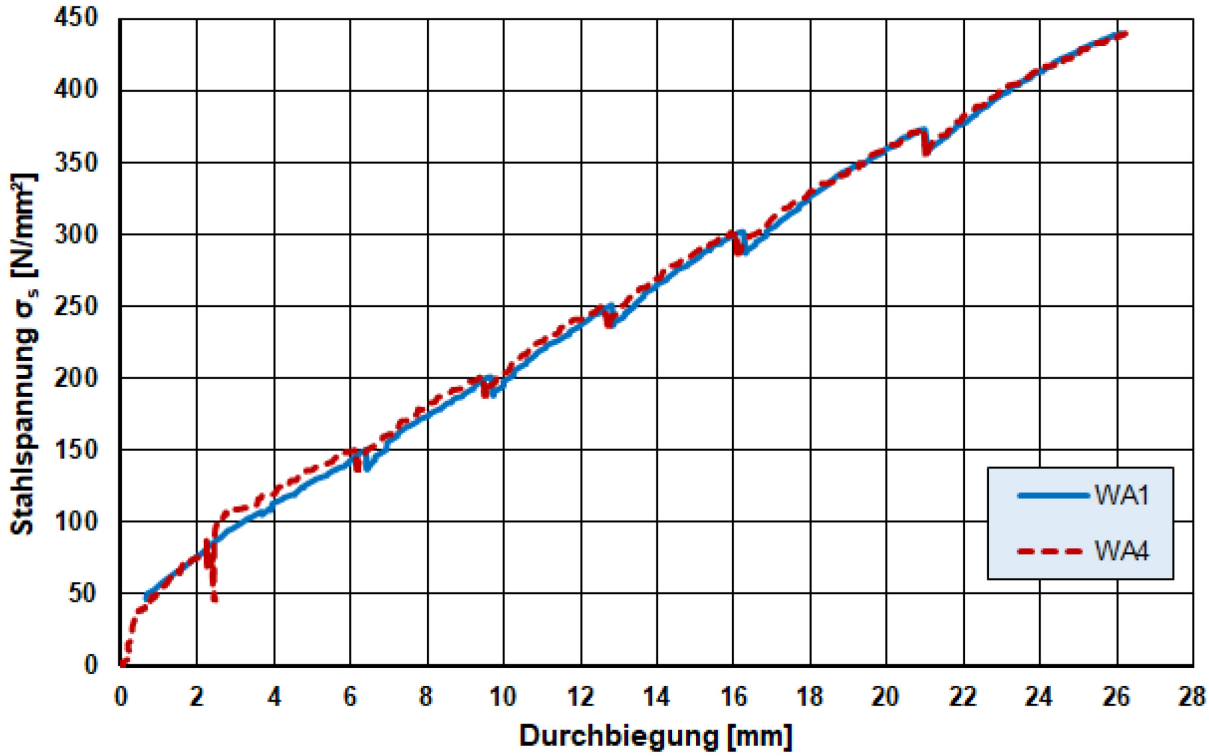
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



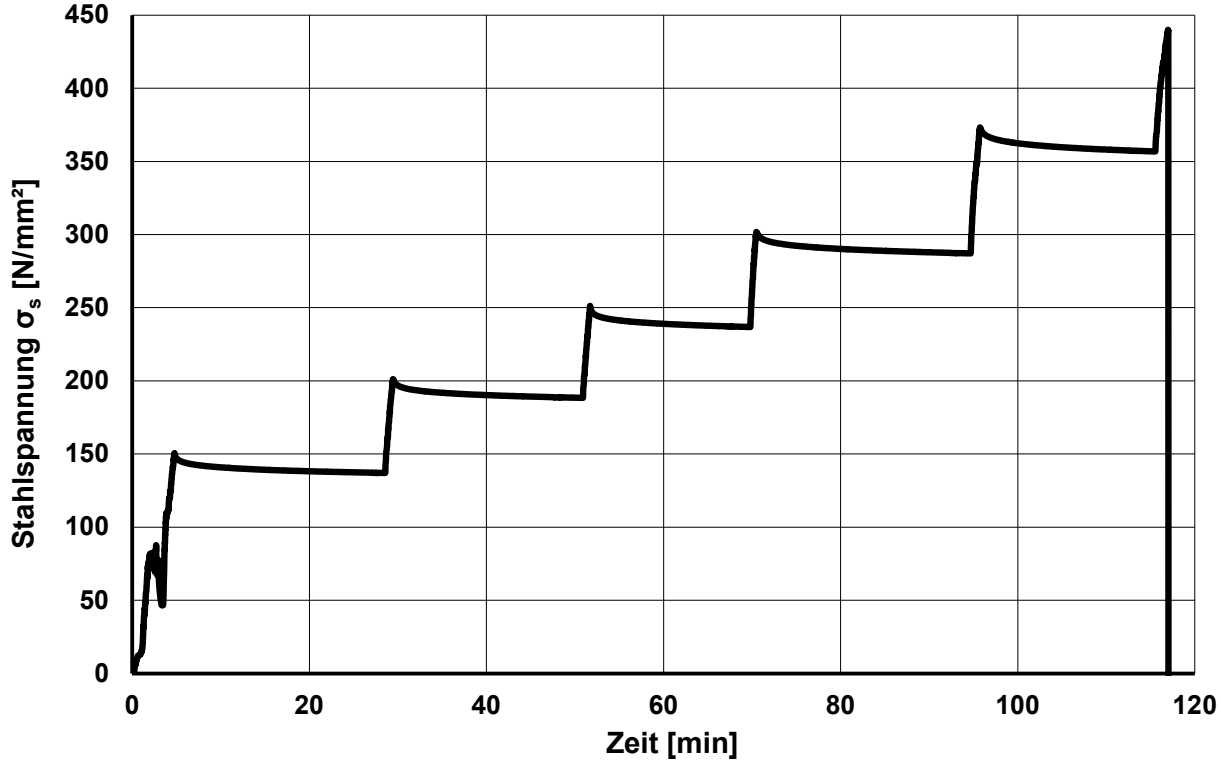
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



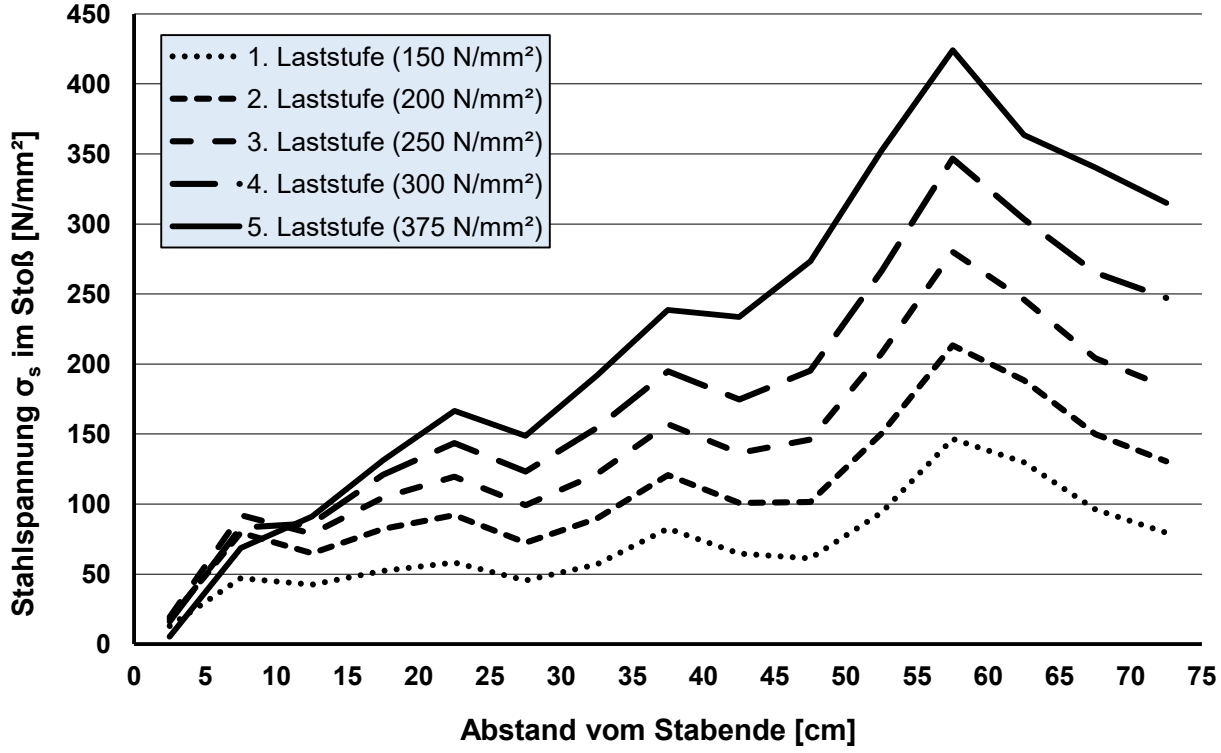
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



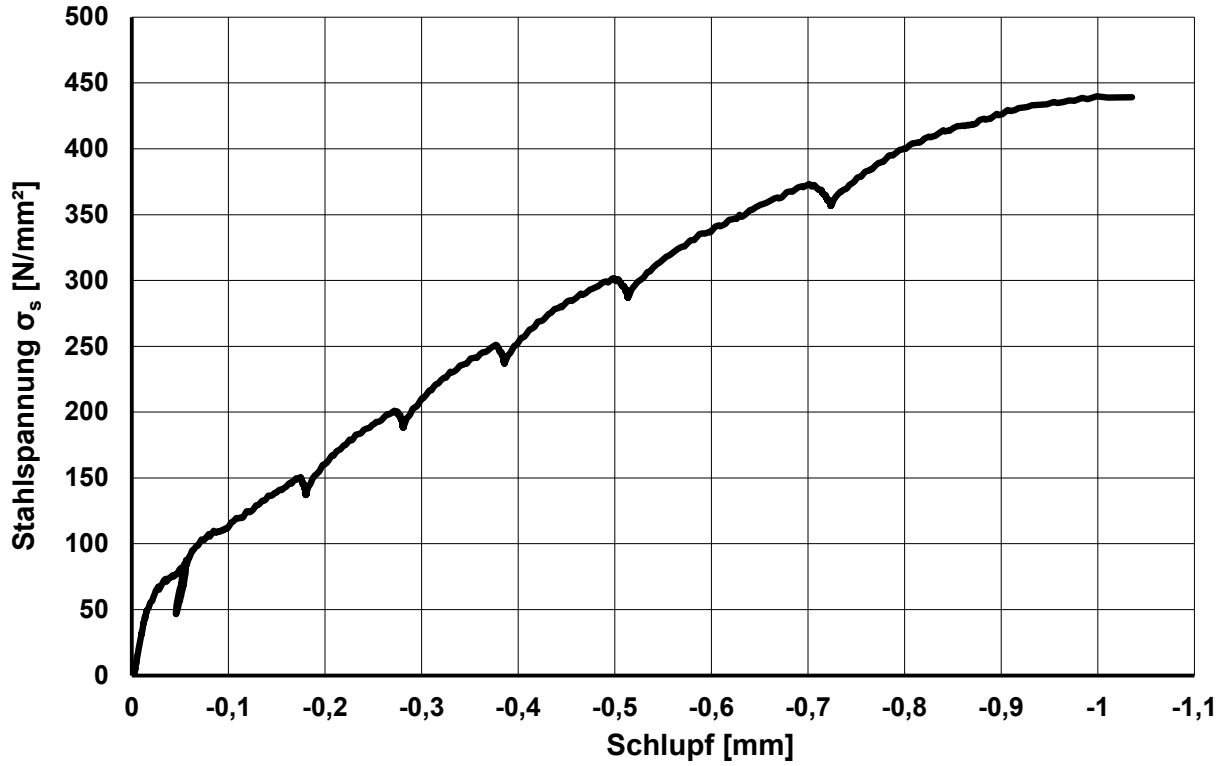
Gemessene Stahlspannung mit Haltepunkten über die Dauer der Versuchsdurchführung



Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (l_0 = 57,1 cm)

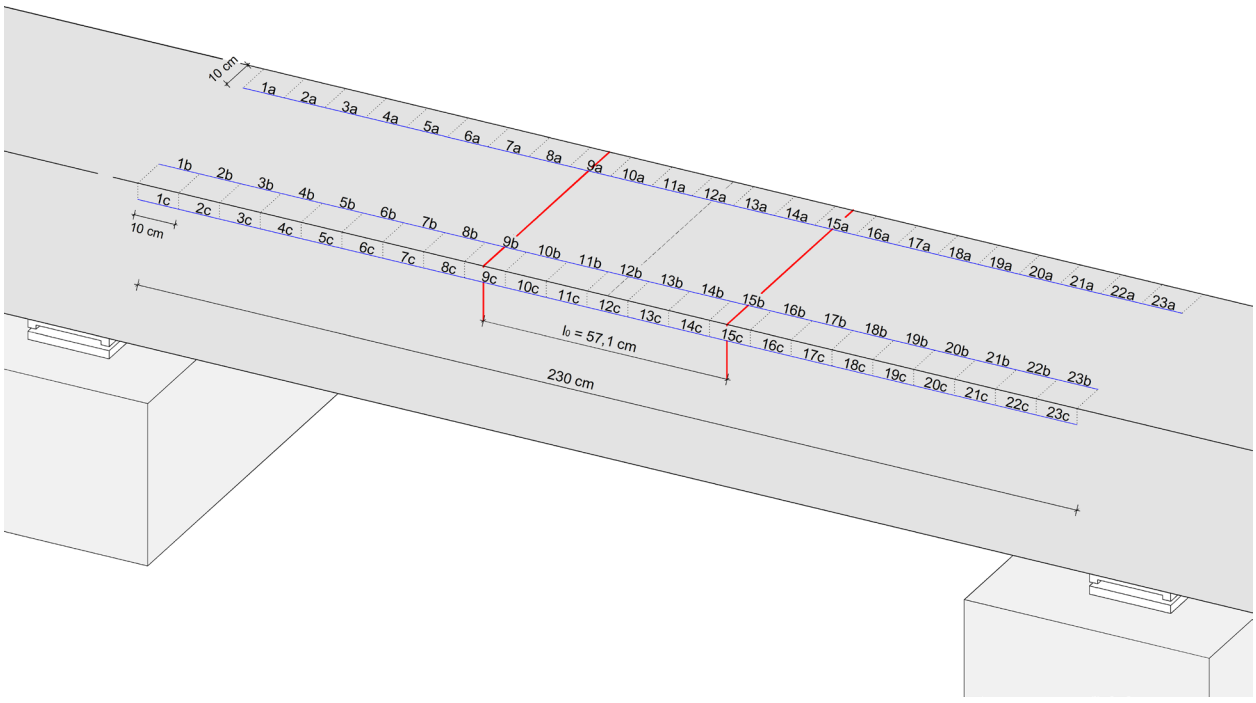


Gemessener Schlupf am Stoßende

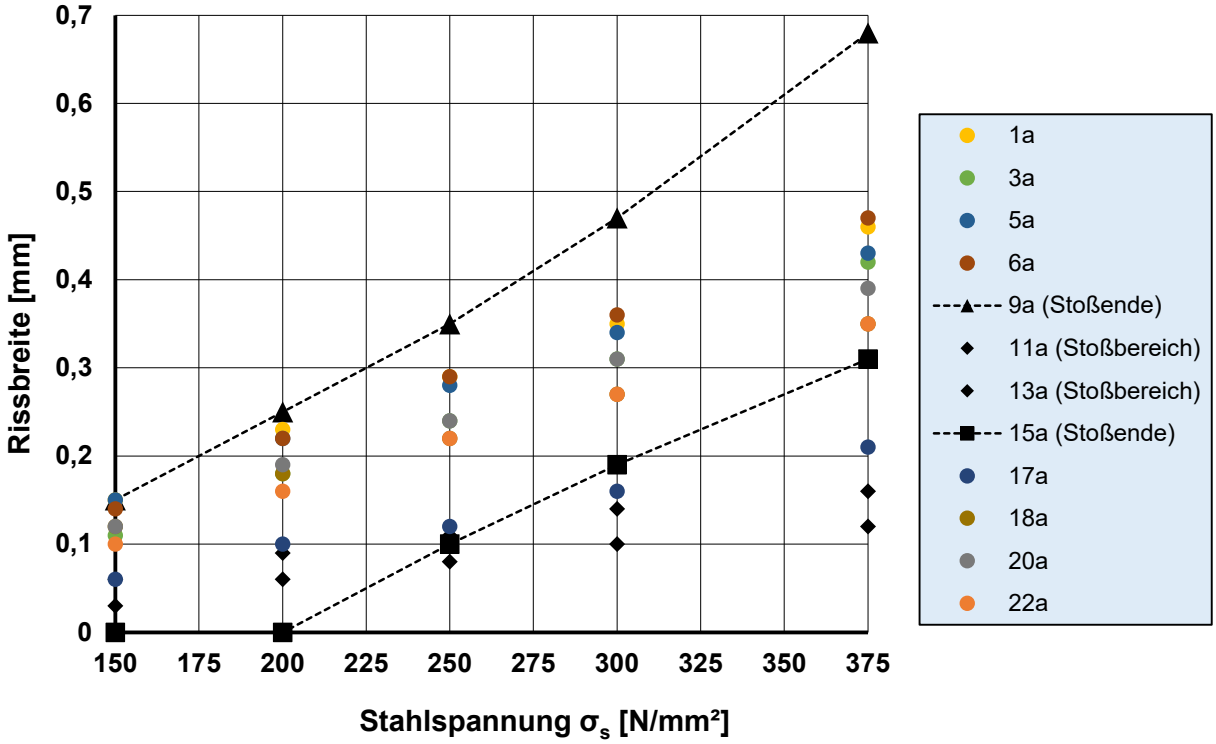


Rissbreitenentwicklung

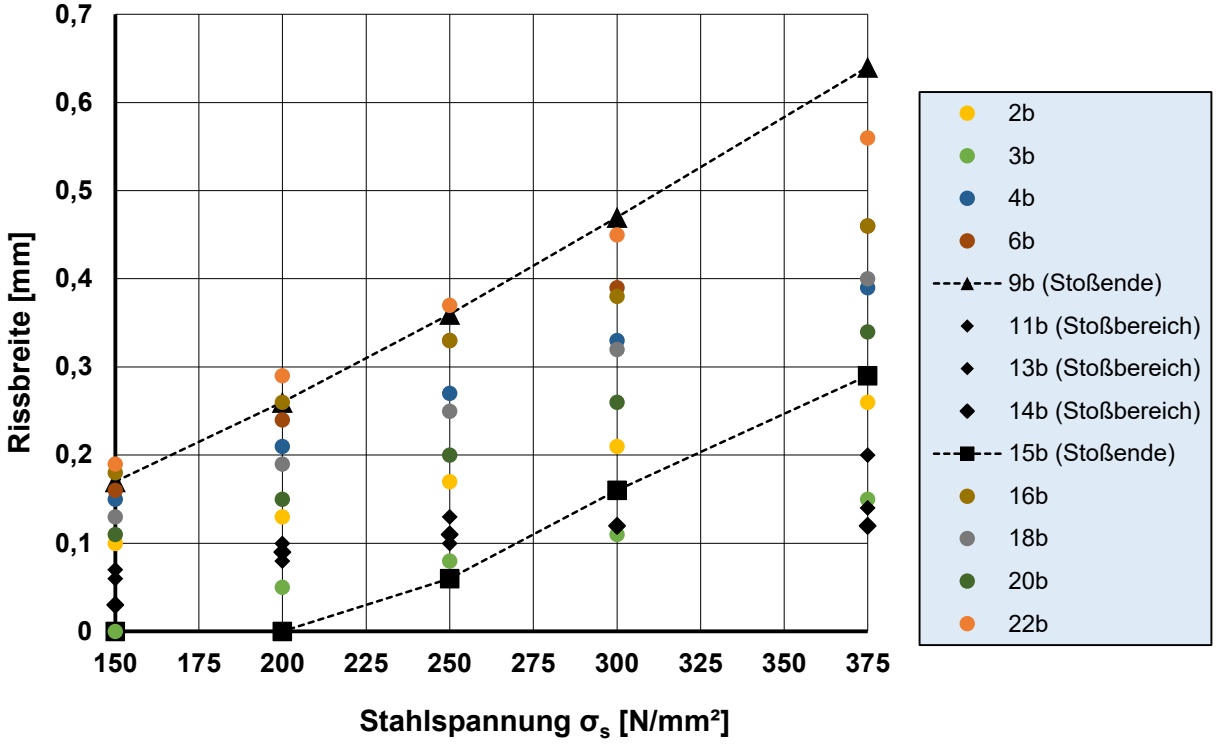
Übersicht der Messintervalle der Spuren a, b und c (Erläuterungen zur Spurlage siehe 4.6.6)



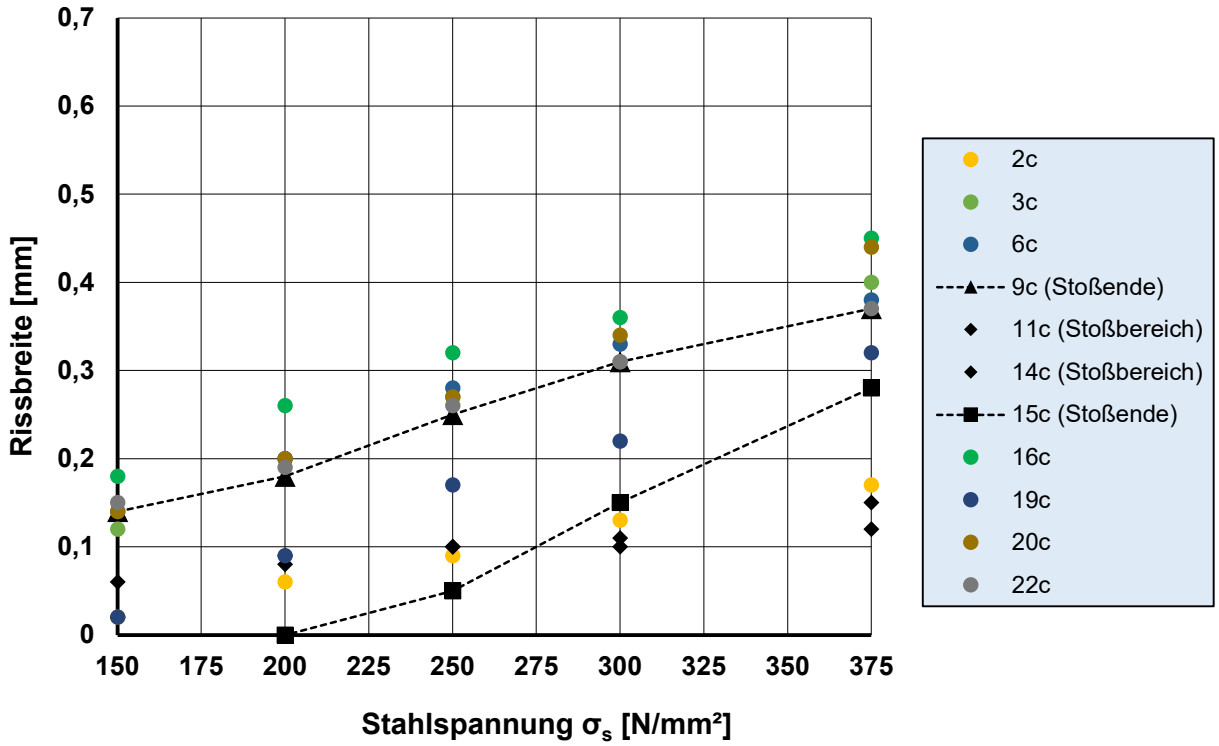
Rissbreiten Spur „a“



Rissbreiten Spur „b“



Rissbreiten Spur „c“



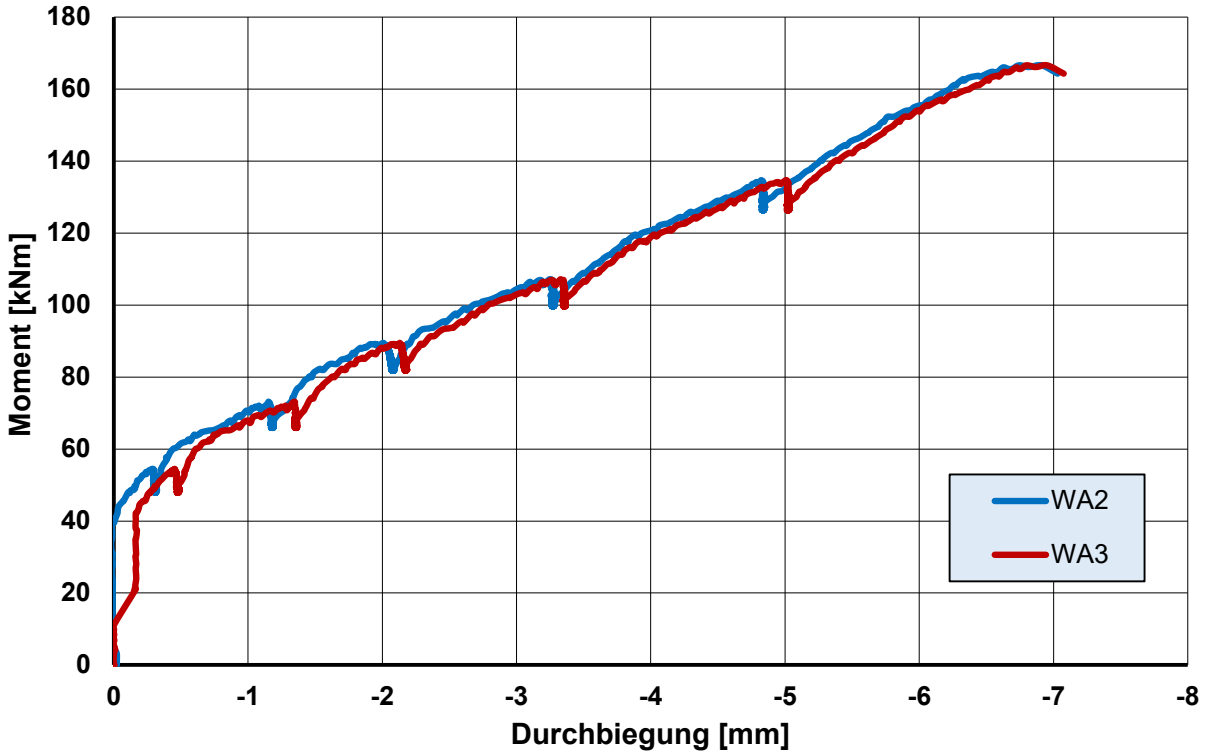
Bruchbilder



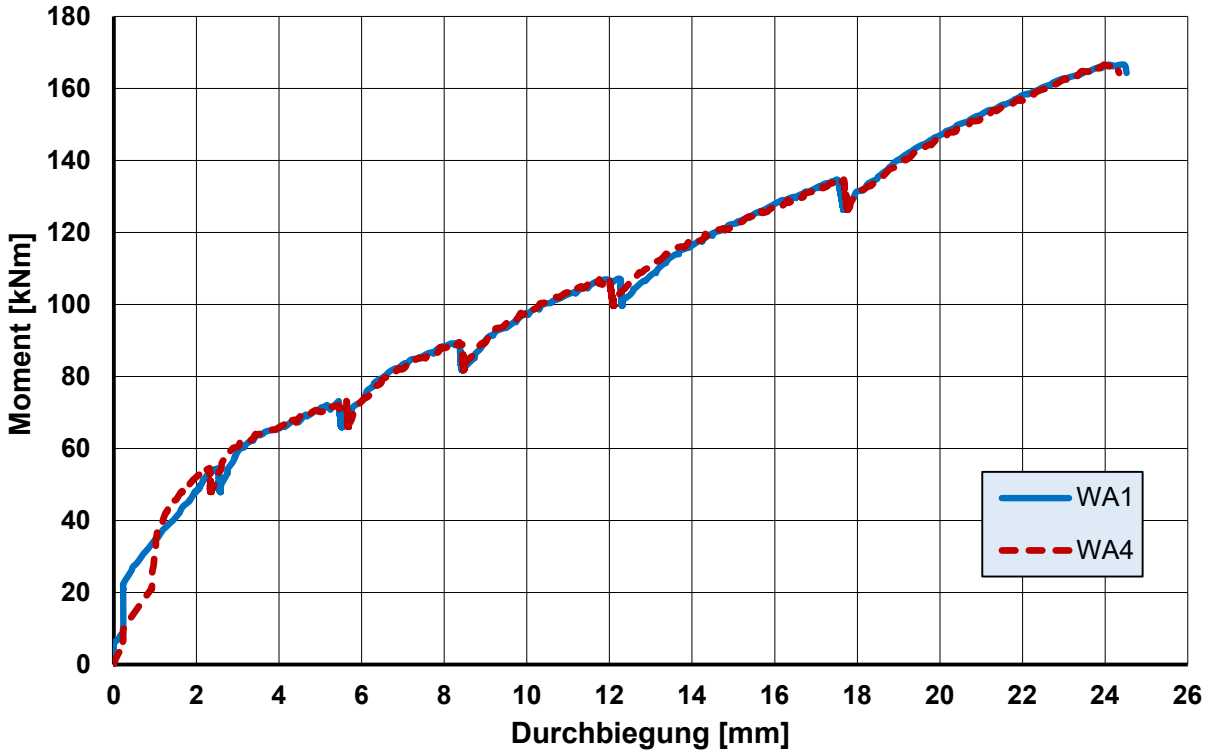


B.9 Ergebnisse Versuchsträger B9

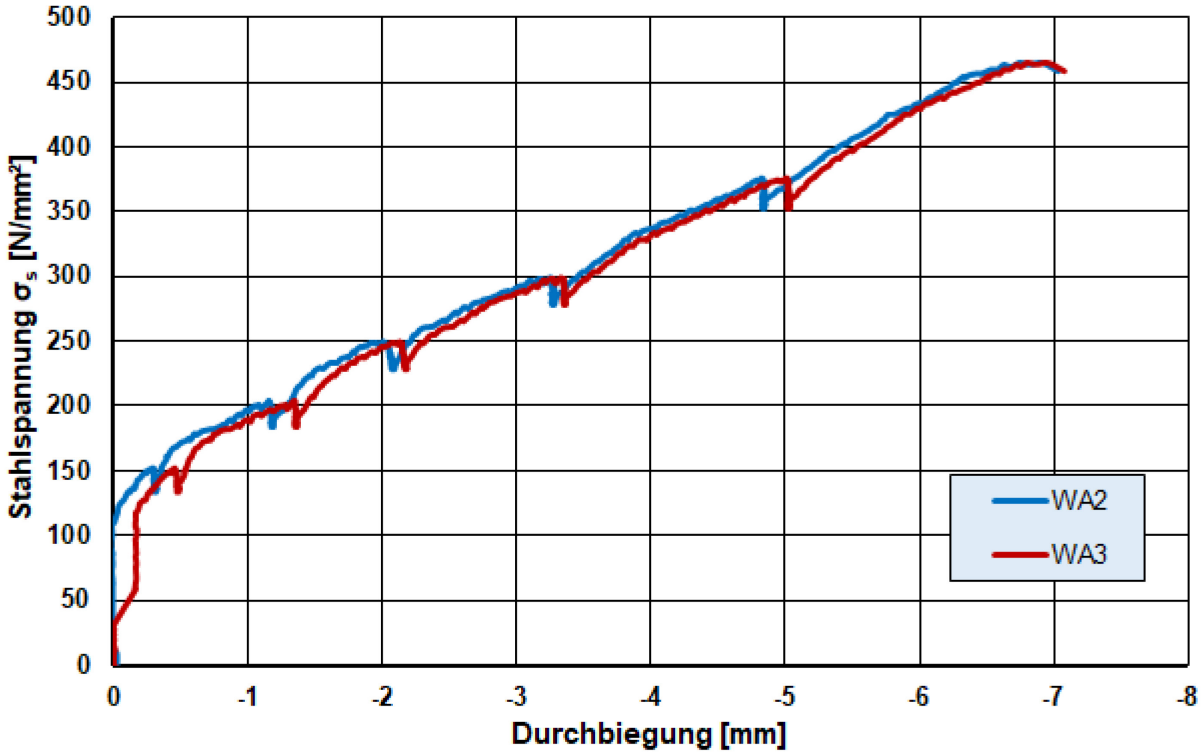
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



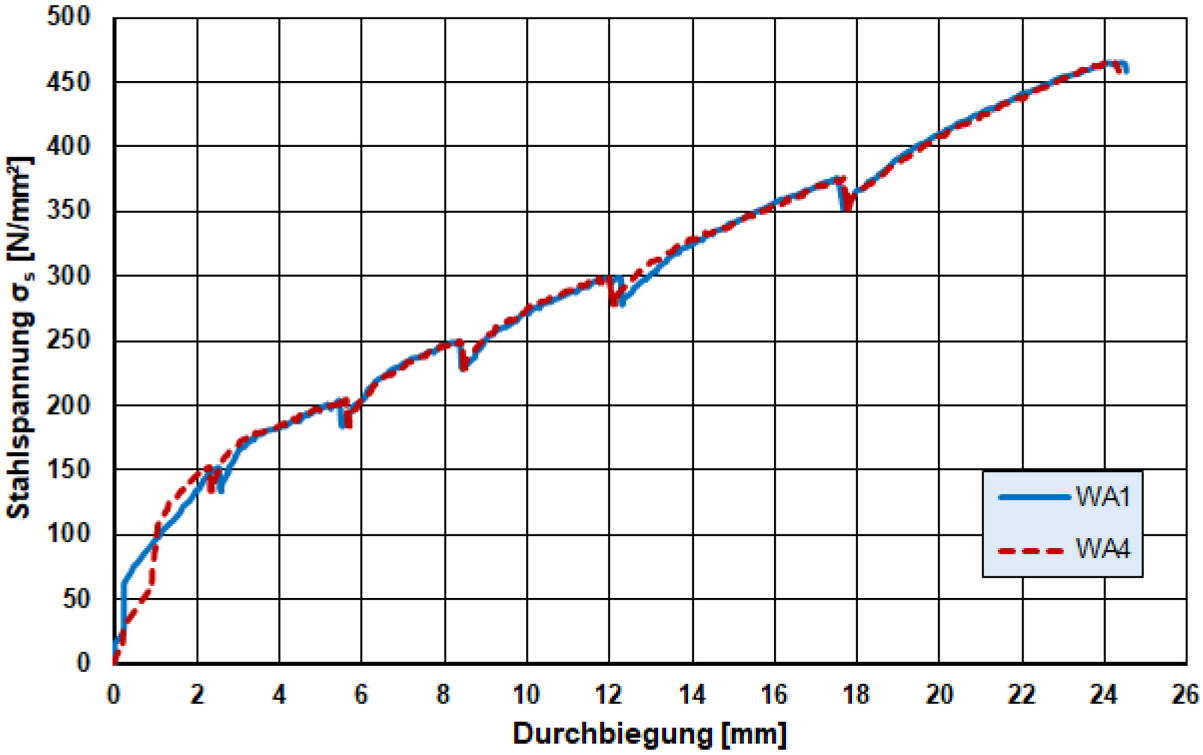
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



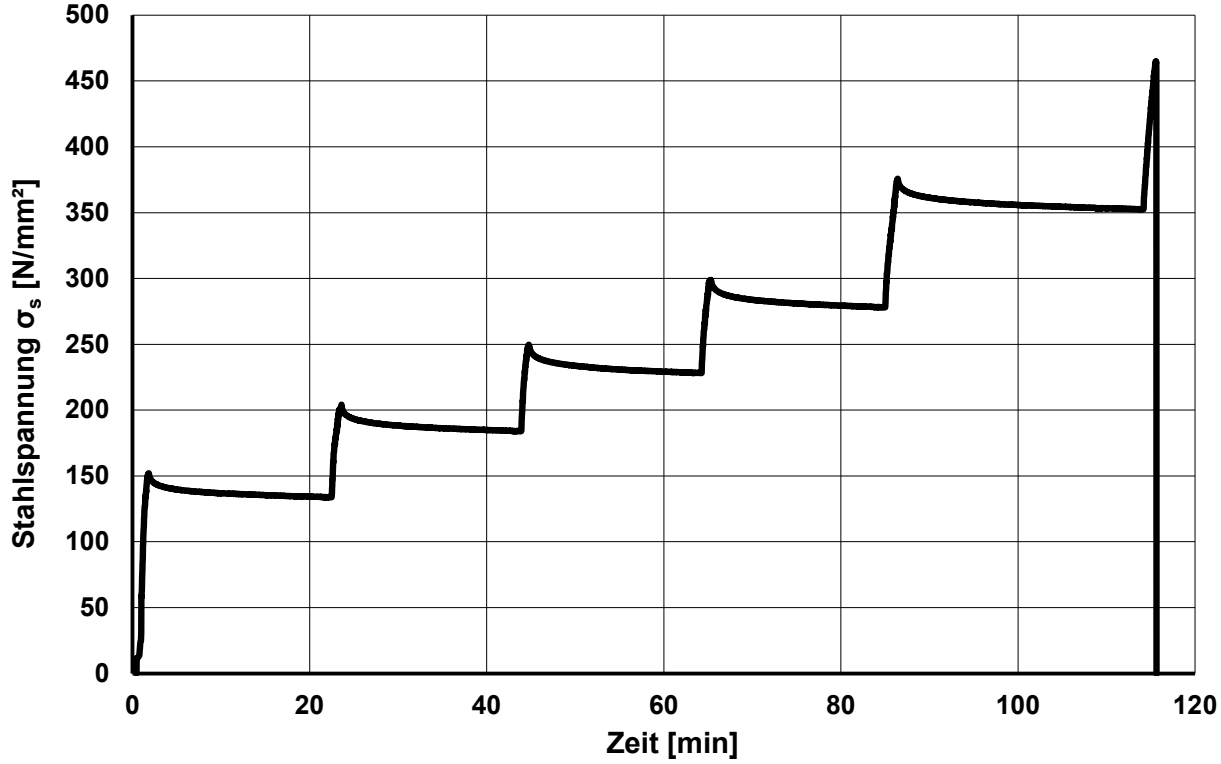
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



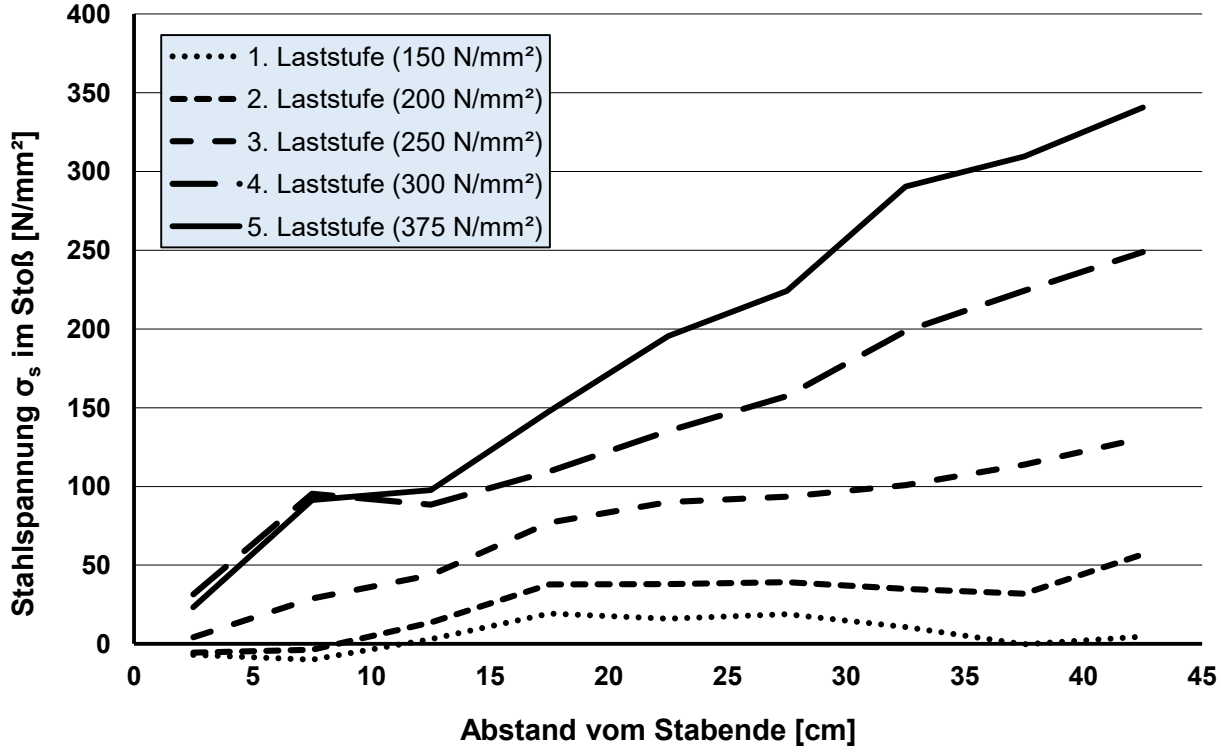
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



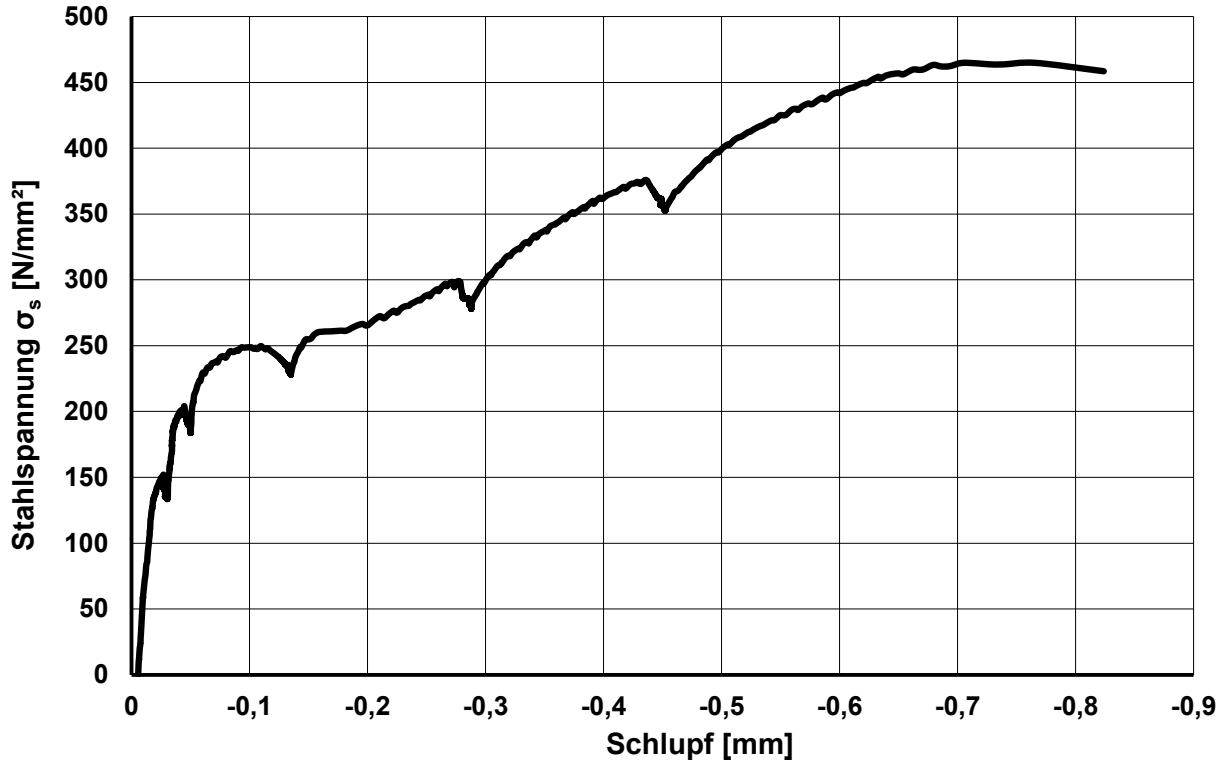
Gemessene Stahlspannung mit Haltepunkten über die Dauer der Versuchsdurchführung



Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (l_0 = 33,5 cm)

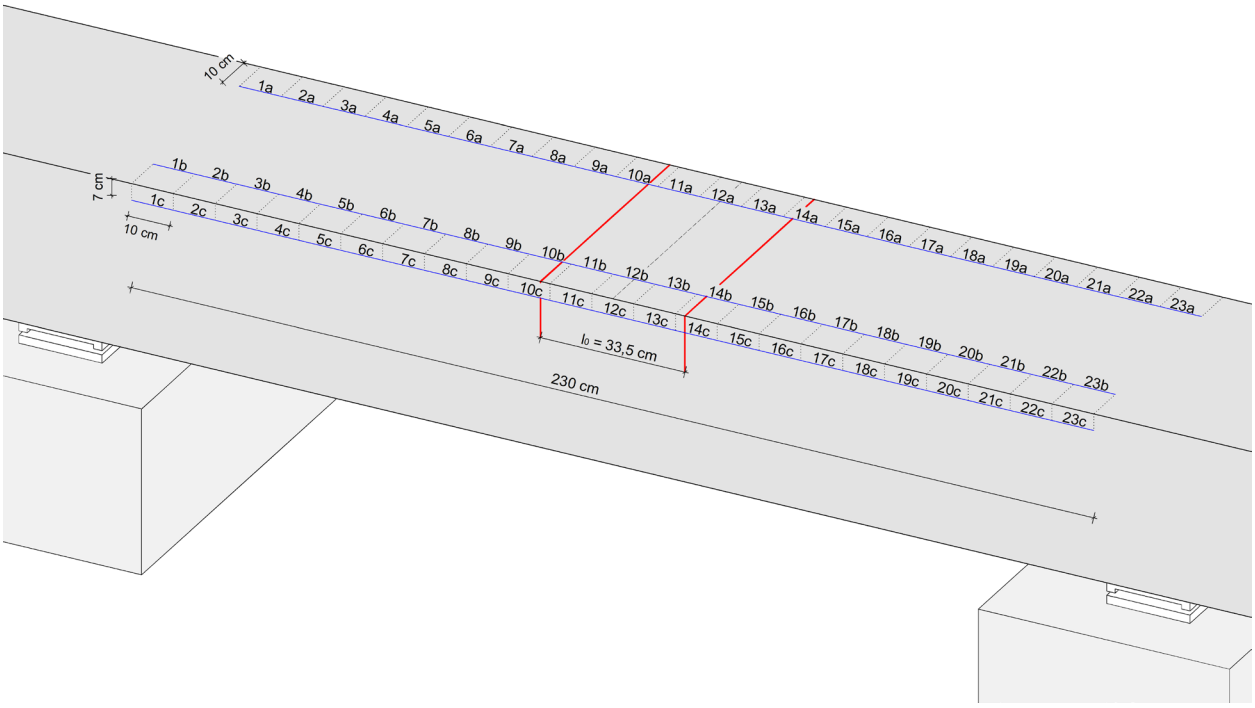


Gemessener Schlupf am Stoßende

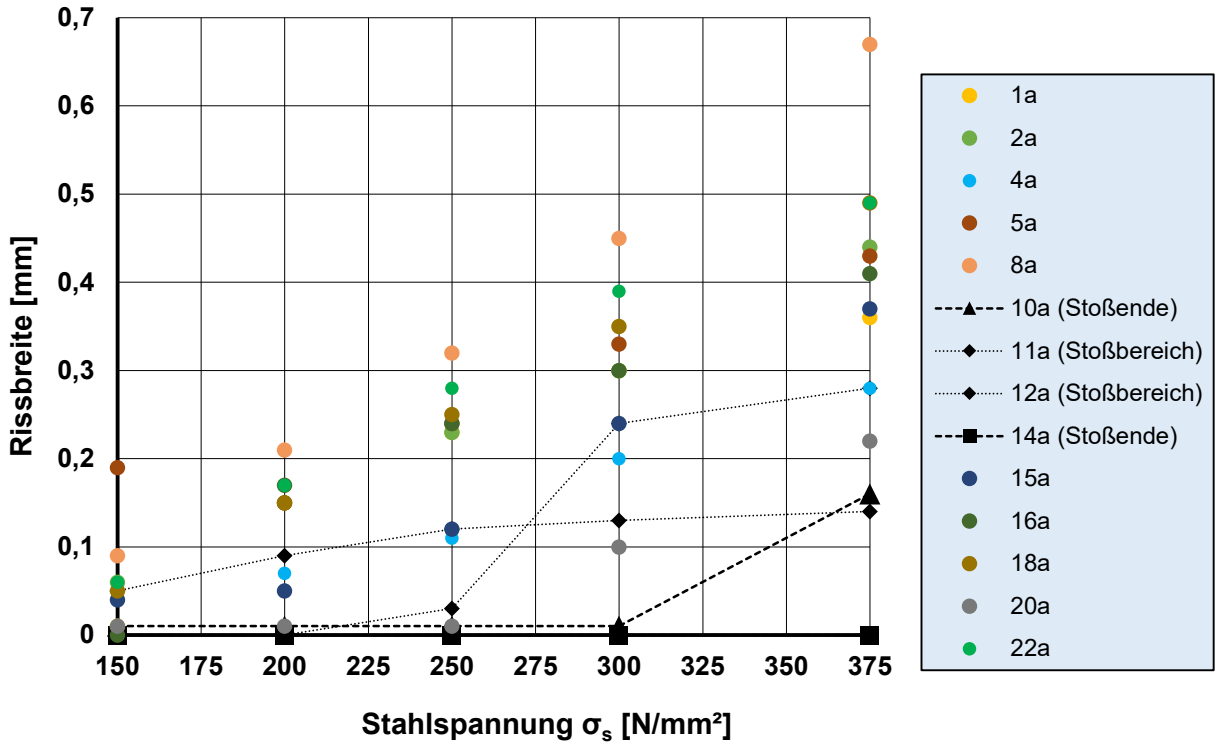


Rissbreitenentwicklung

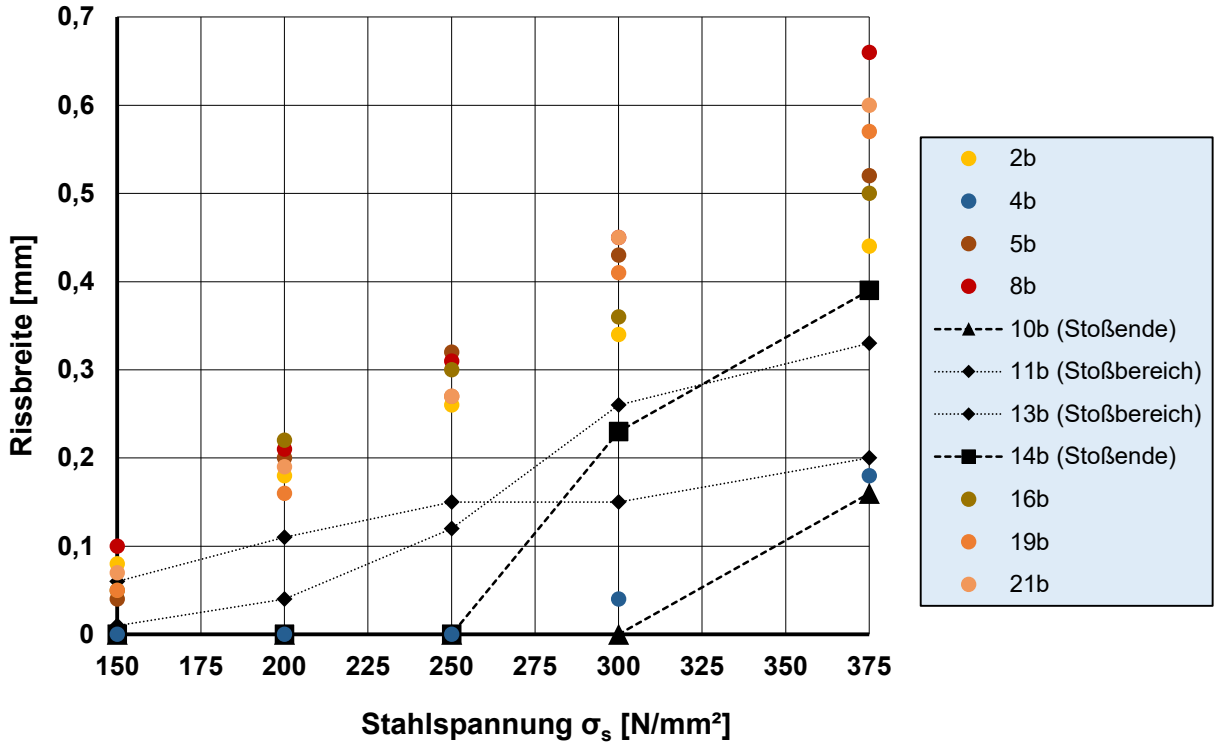
Übersicht der Messintervalle der Spuren a, b und c (Erläuterungen zur Spurlage siehe 4.6.6)



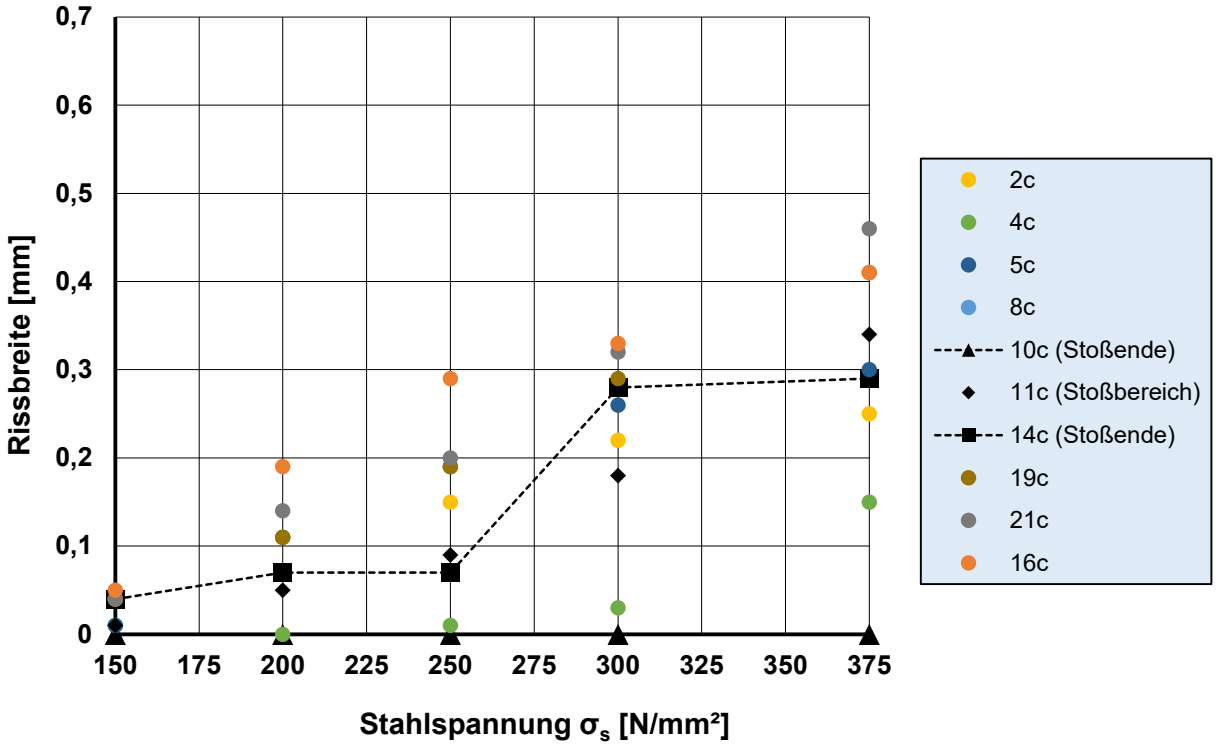
Rissbreiten Spur „a“



Rissbreiten Spur „b“

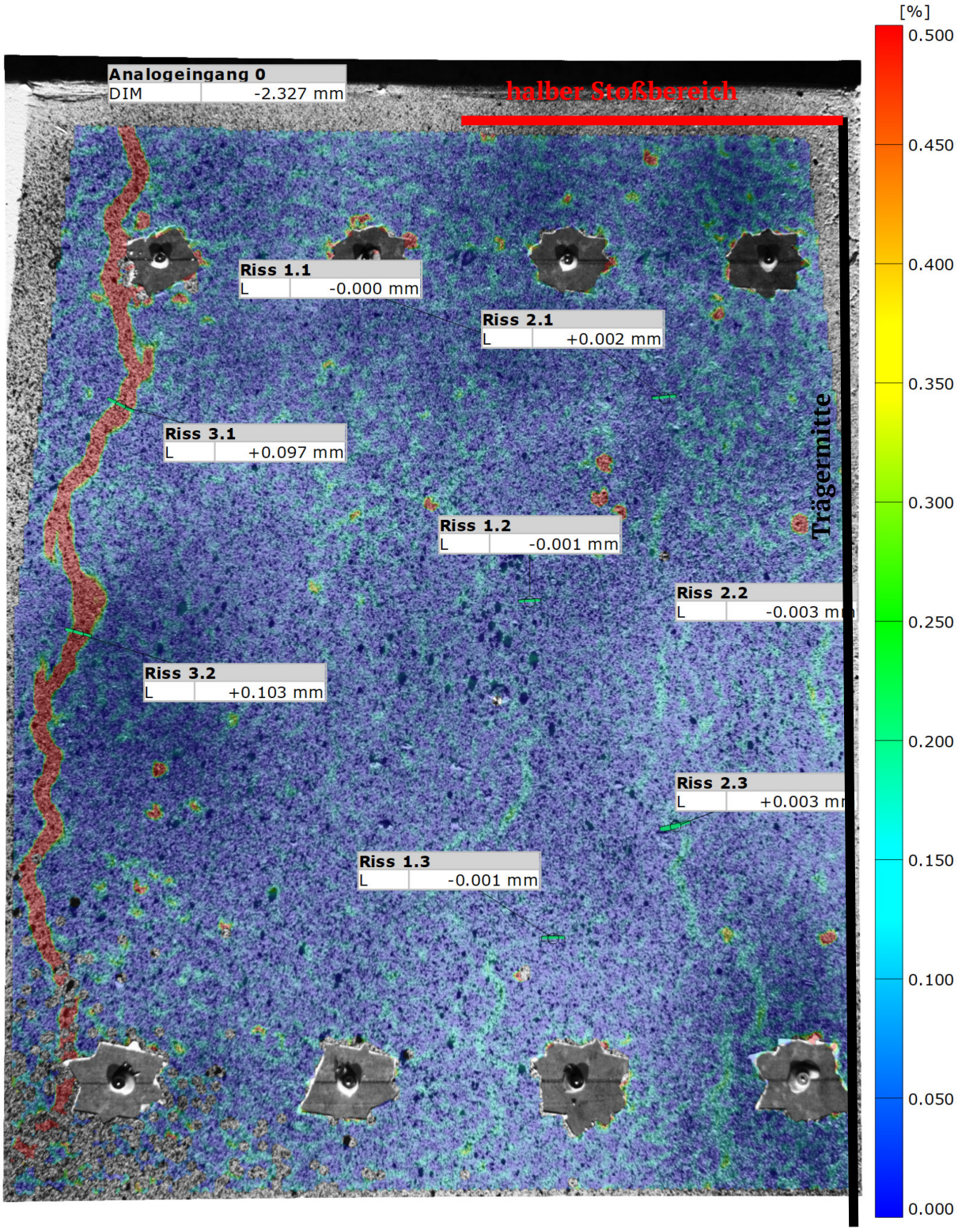


Rissbreiten Spur „c“

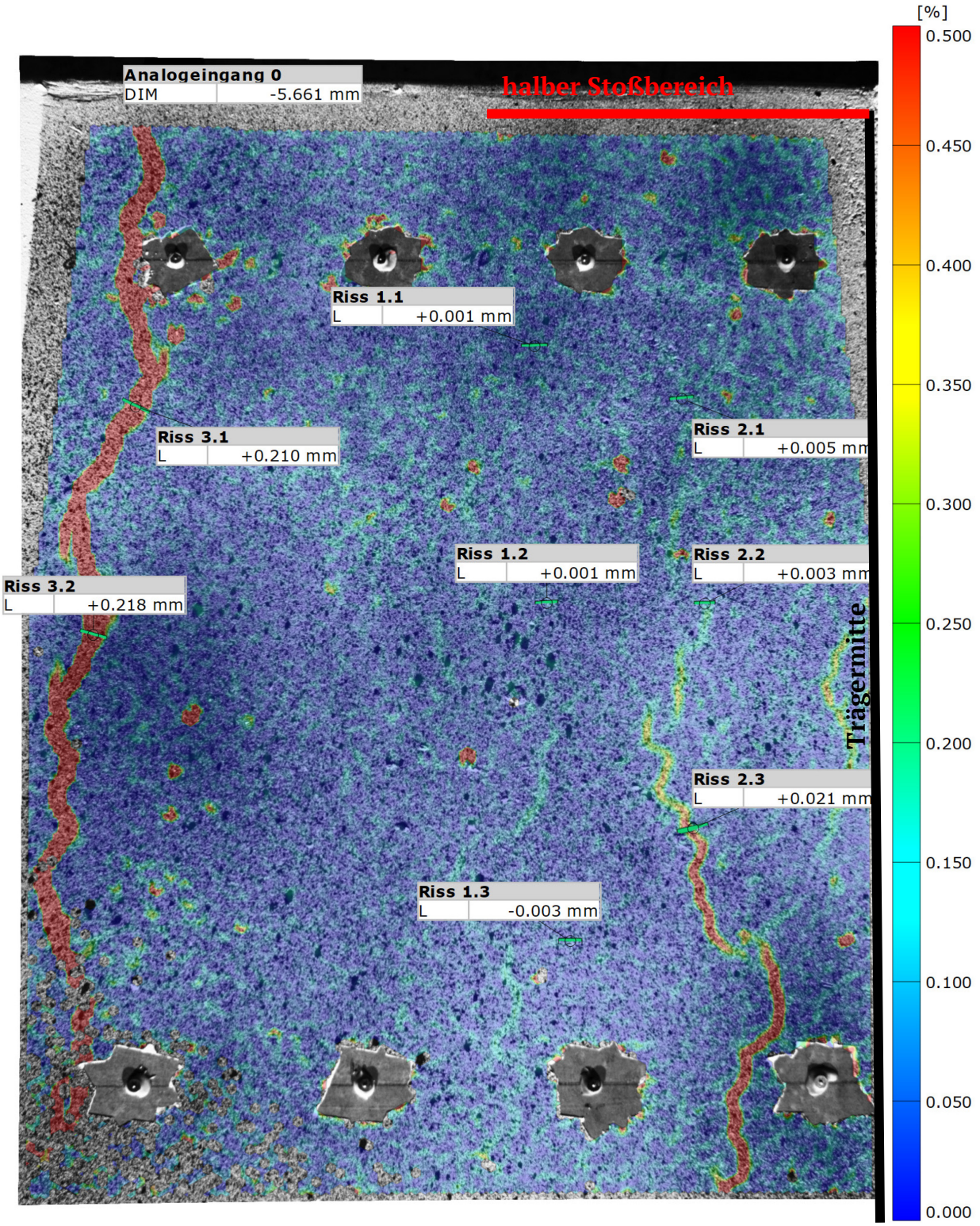


Auswertung der Rissbreiten im Stoßbereich auf der Trägeroberseite mittels GOM Correlate

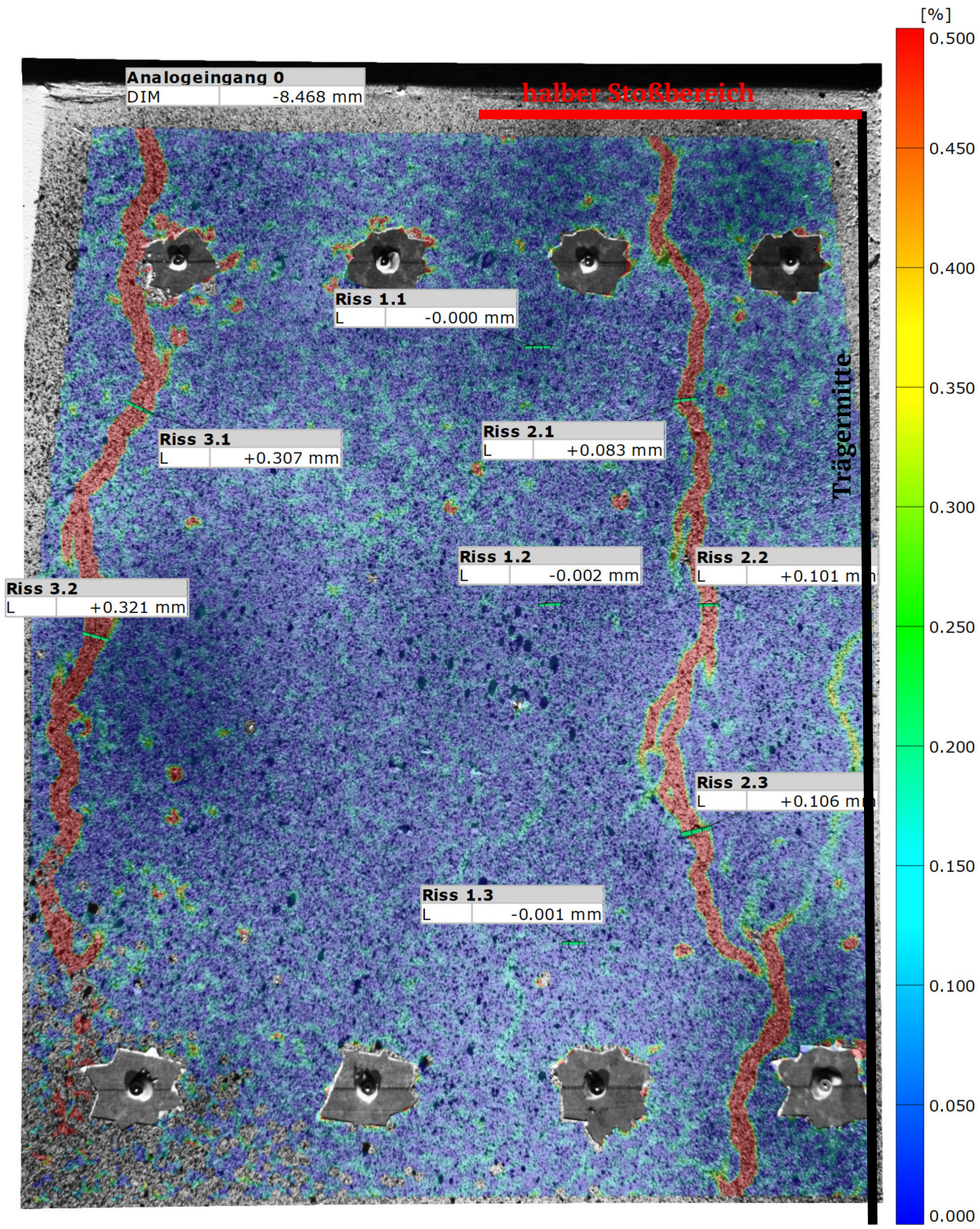
Laststufe 1 (σ_s = 150 N/mm²)



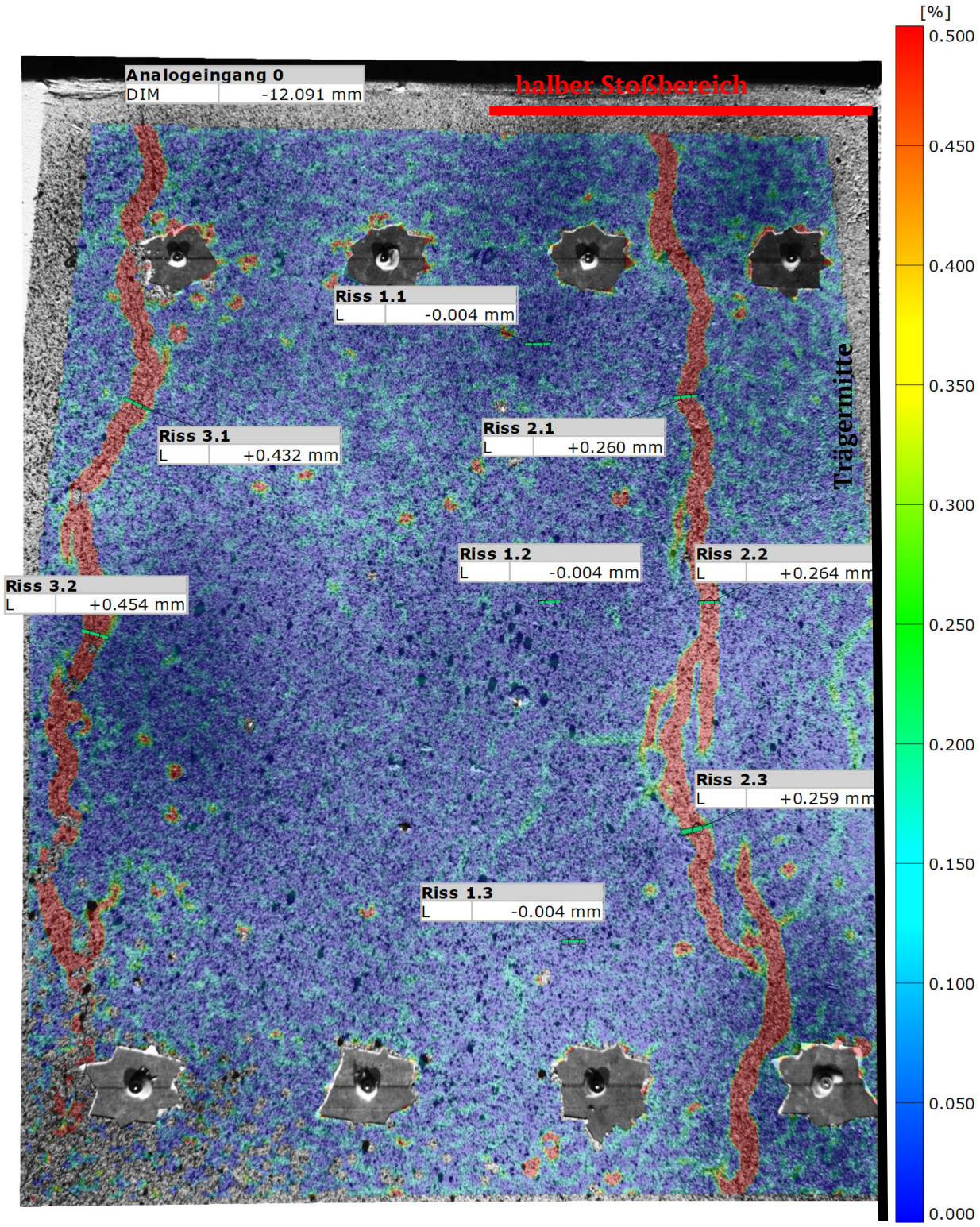
Laststufe 2 (σ_s = 200 N/mm²)



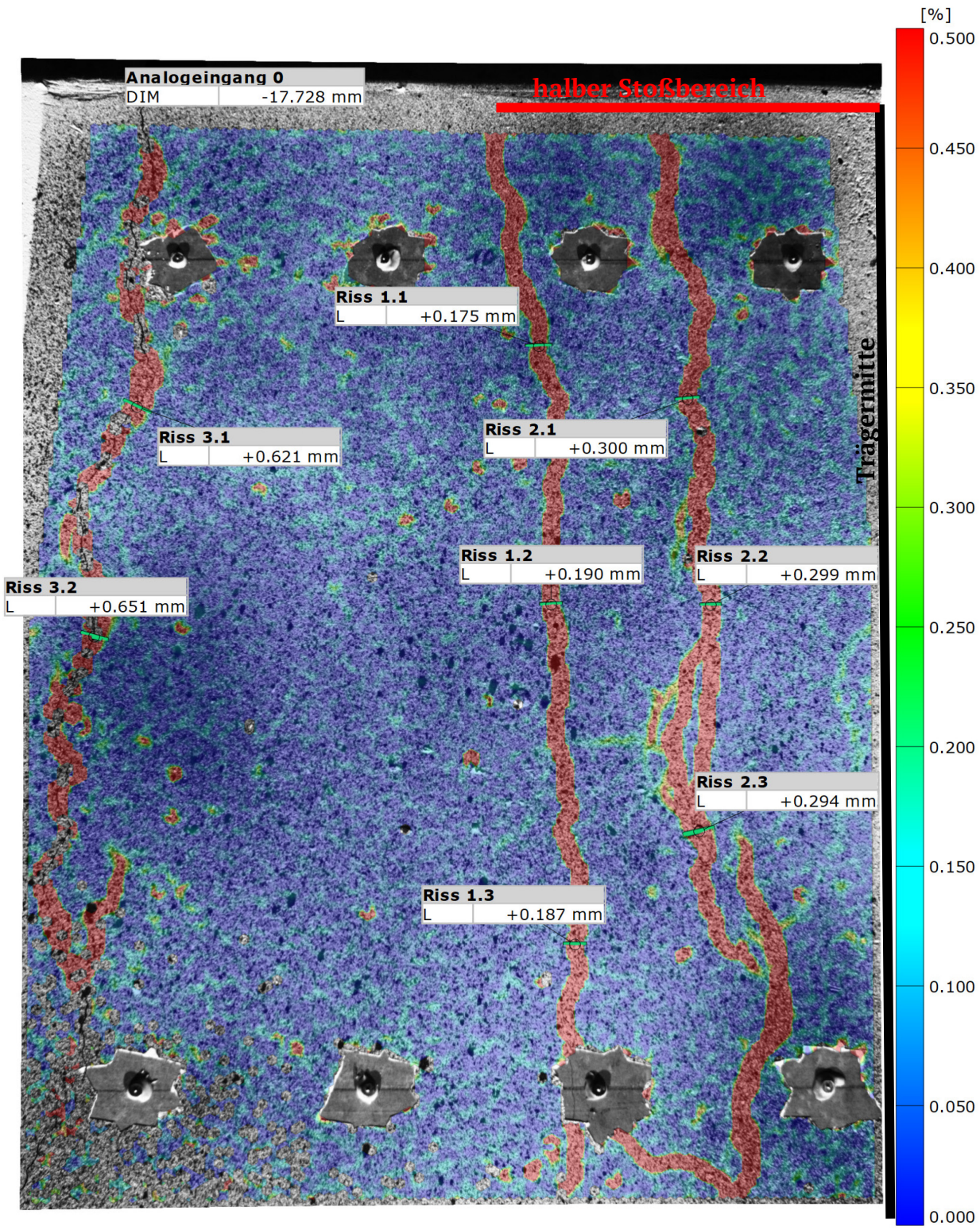
Laststufe 3 (σ_s = 250 N/mm²



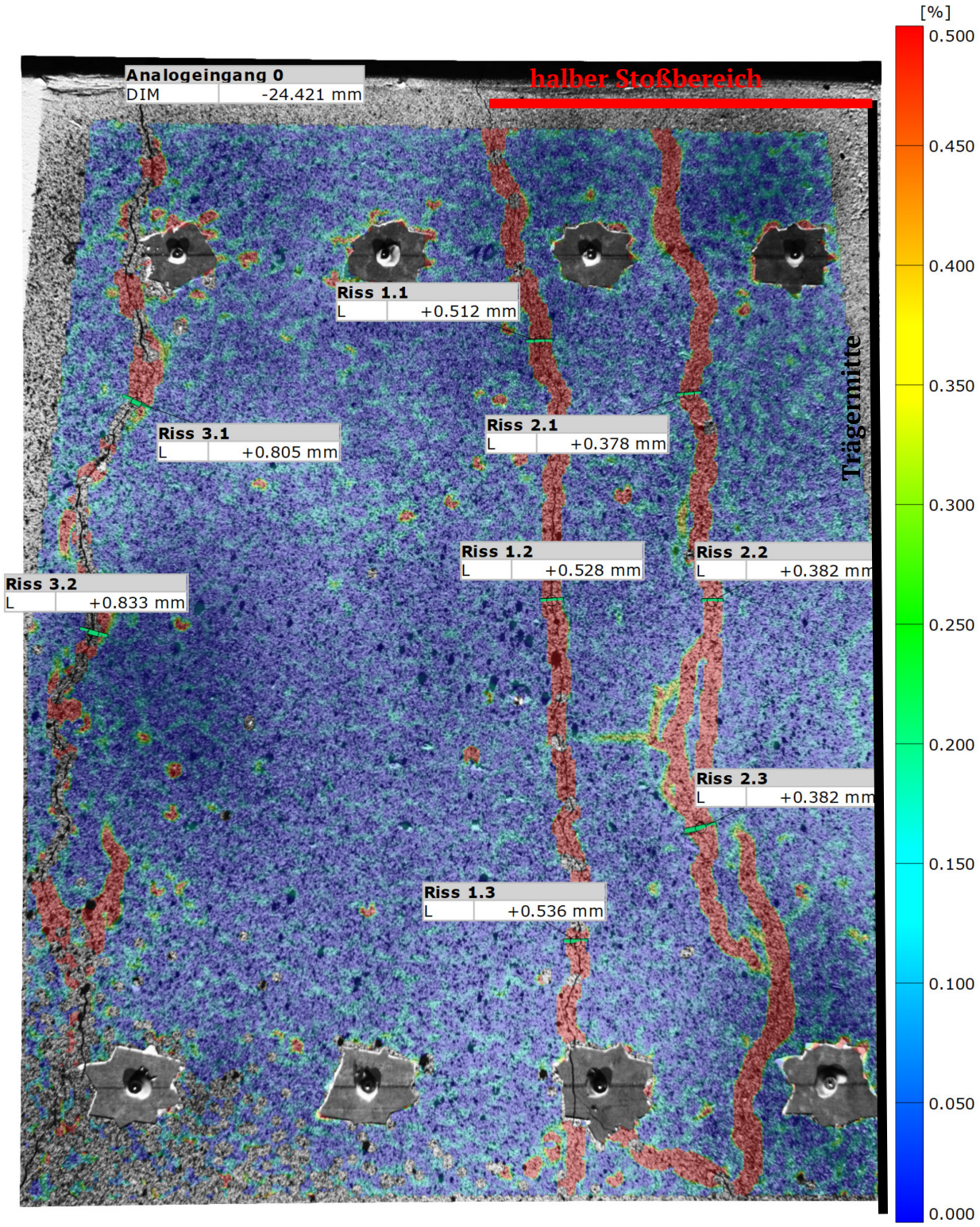
Laststufe 4 (σ_s = 300 N/mm²



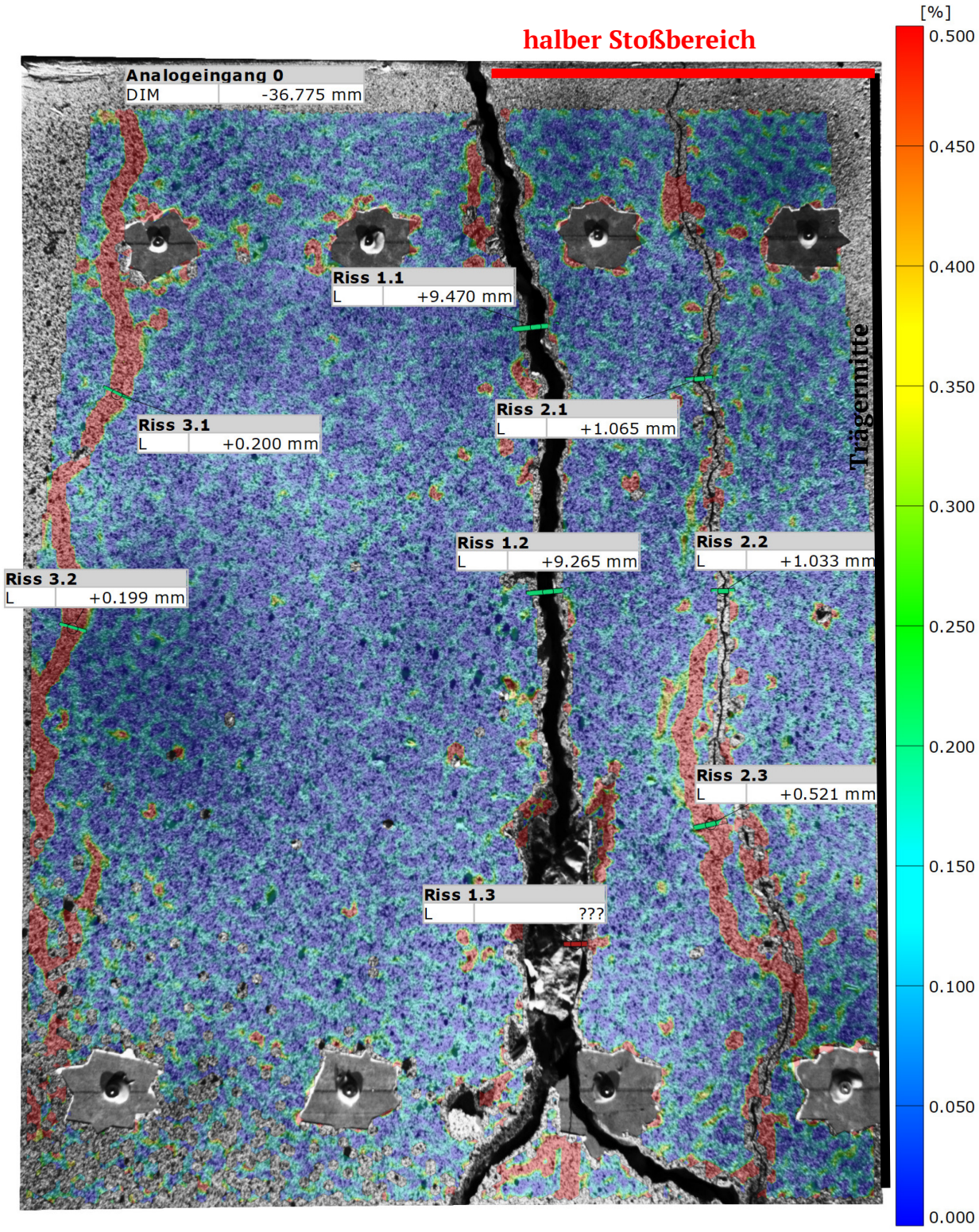
Laststufe 5 (σ_s = 375 N/mm²



Rissbild unmittelbar vor dem Versagen



Bruchzustand



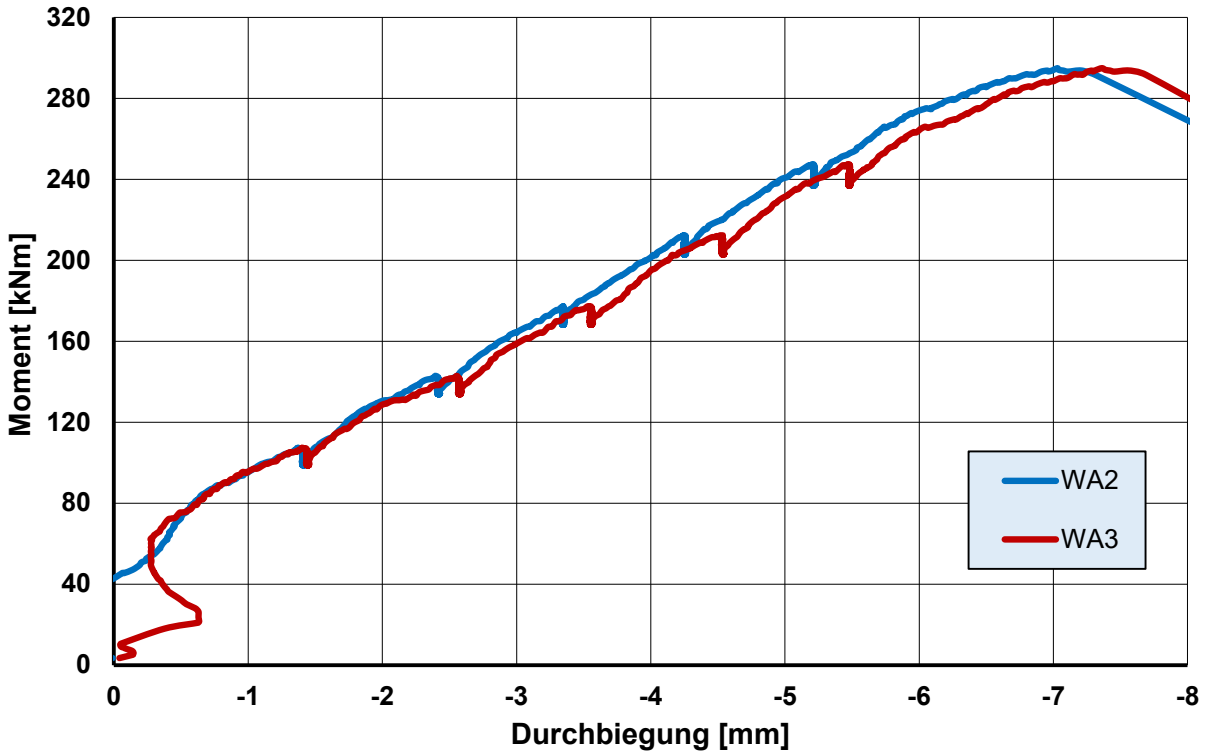
Bruchbilder



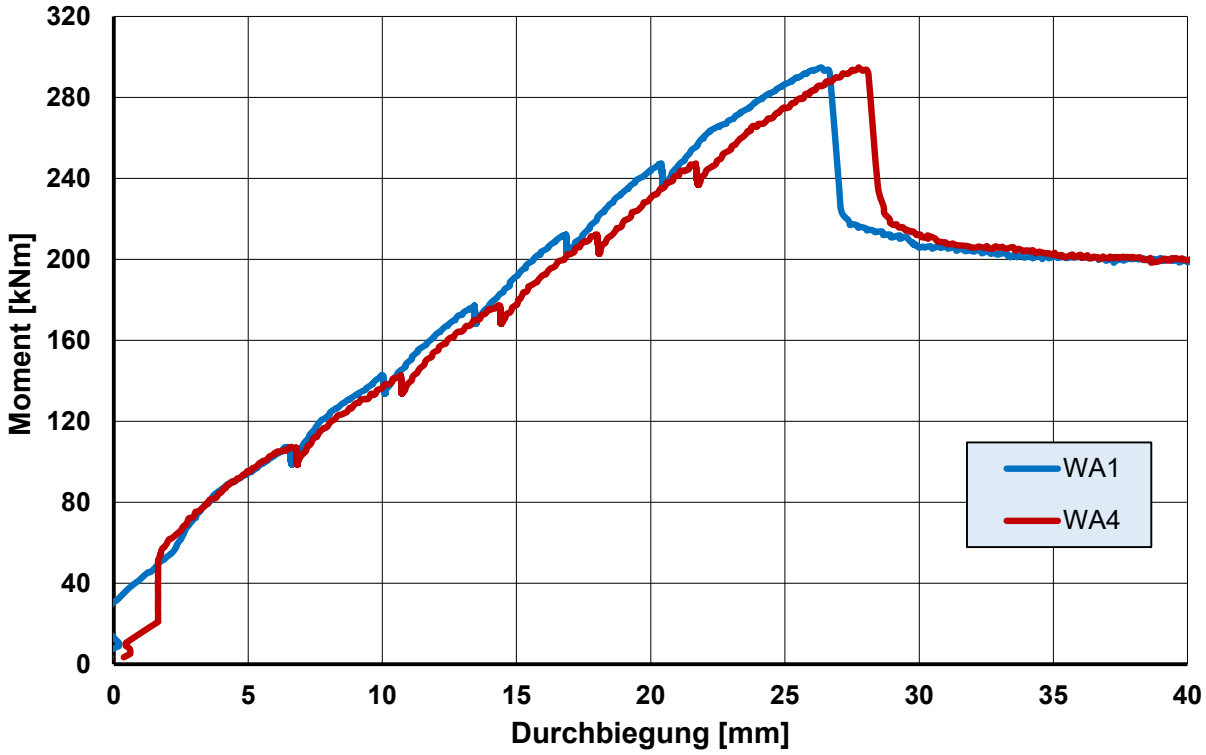


B.10 Ergebnisse Versuchsträger B10

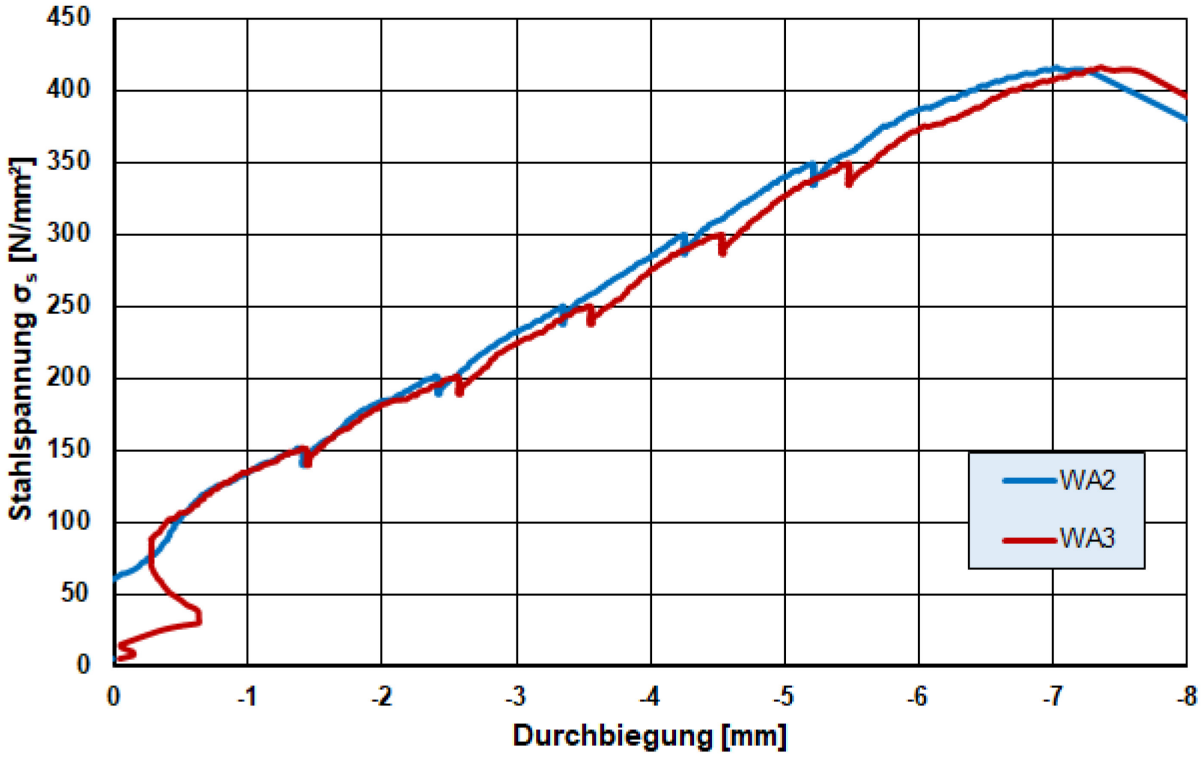
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



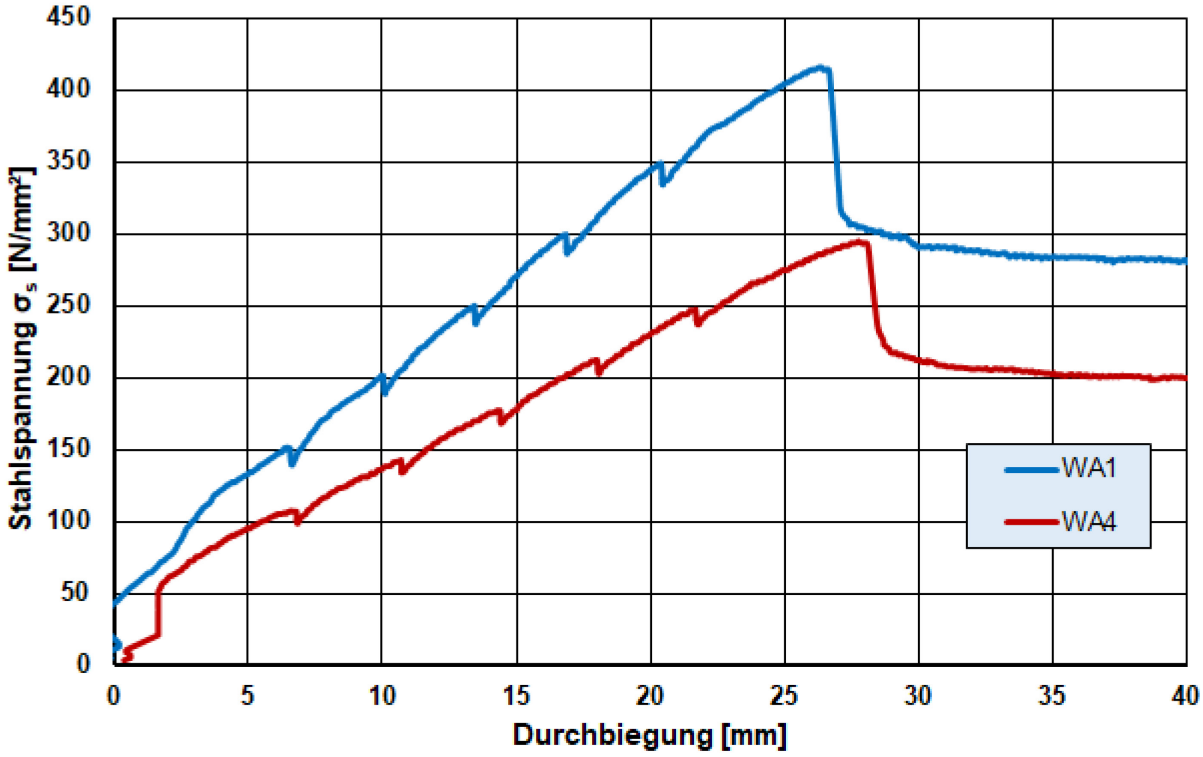
Momenten – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



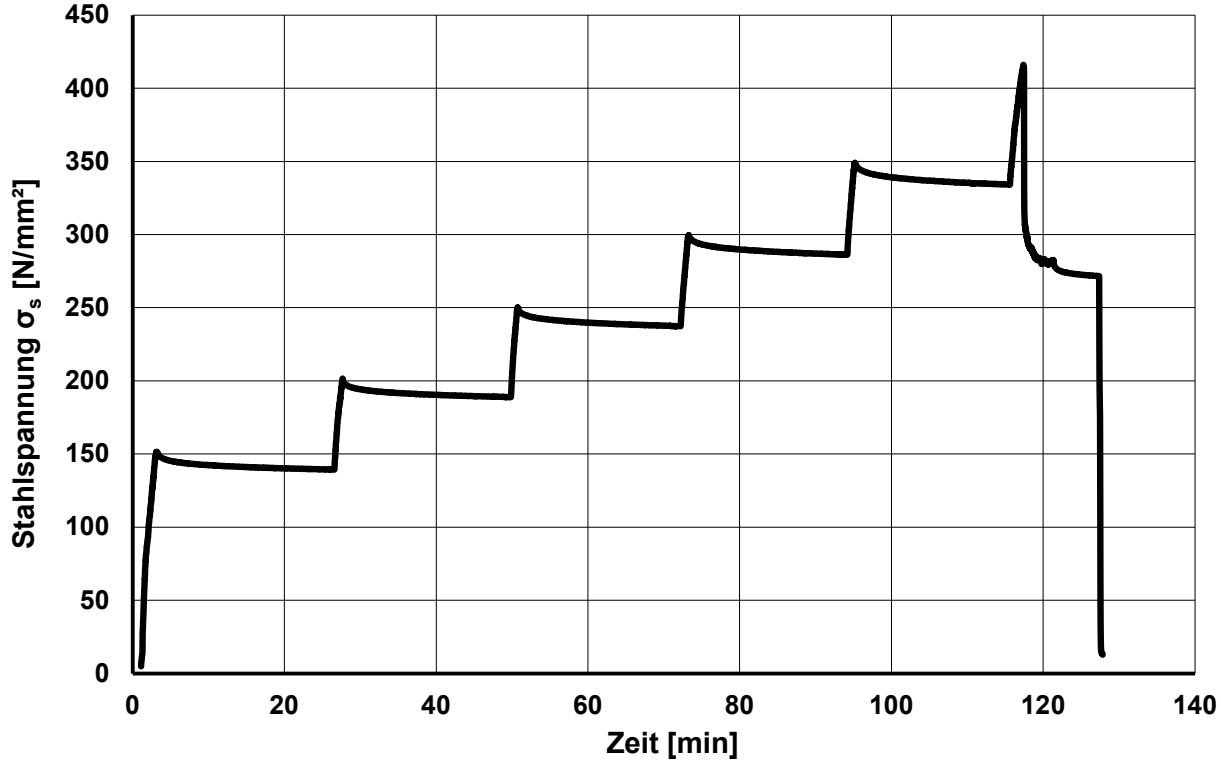
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung in Feldmitte)



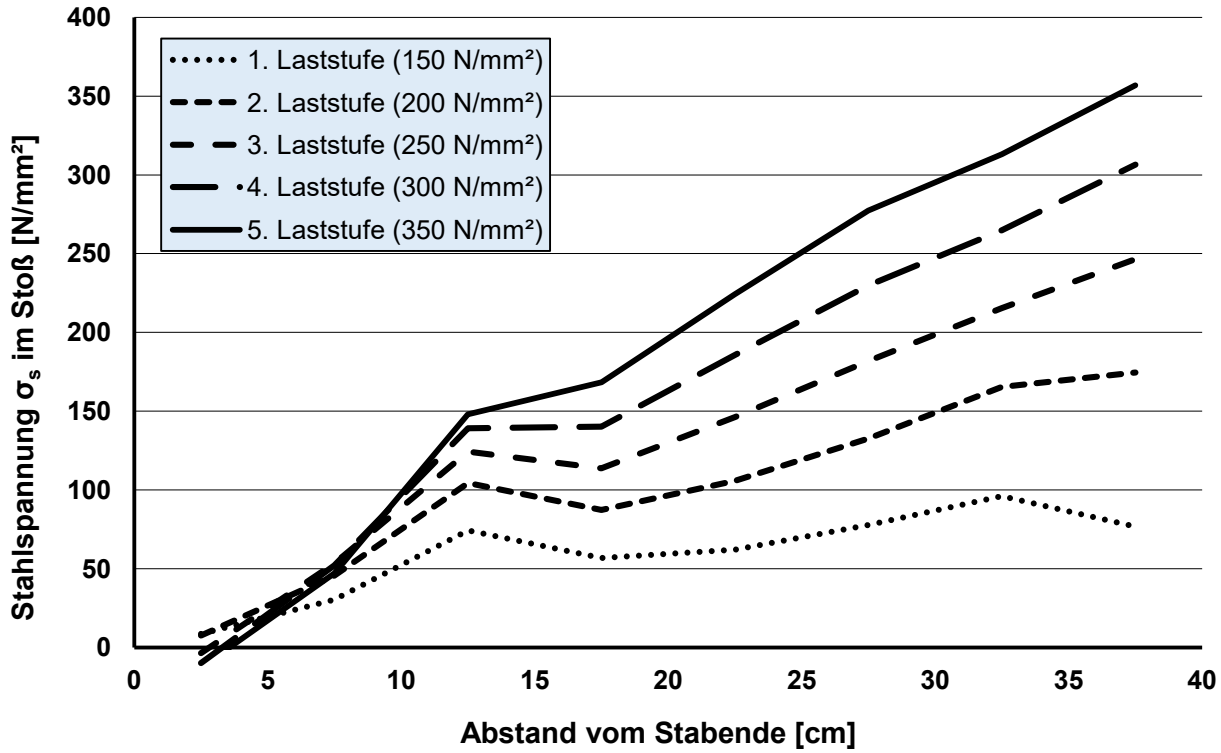
Stahlspannung – Verformungskurve (Durchbiegung Kragarm)



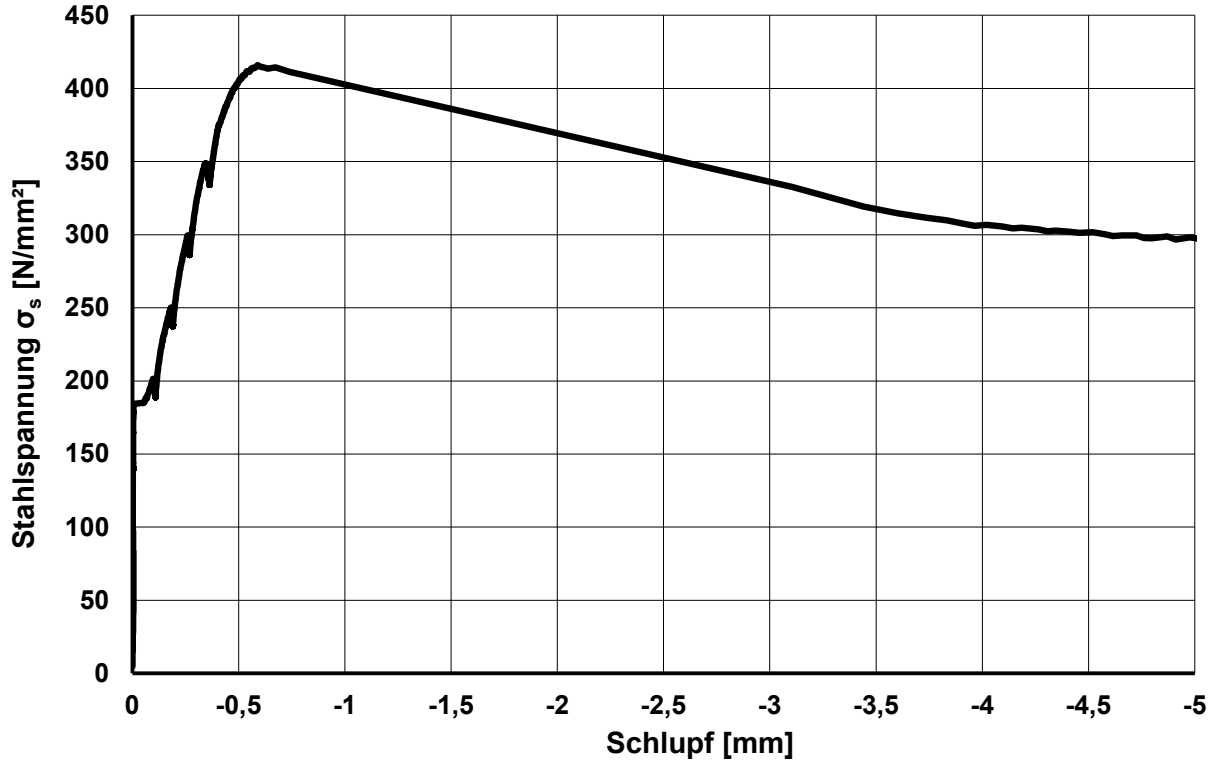
Gemessene Stahlspannung mit Haltepunkten über die Dauer der Versuchsdurchführung

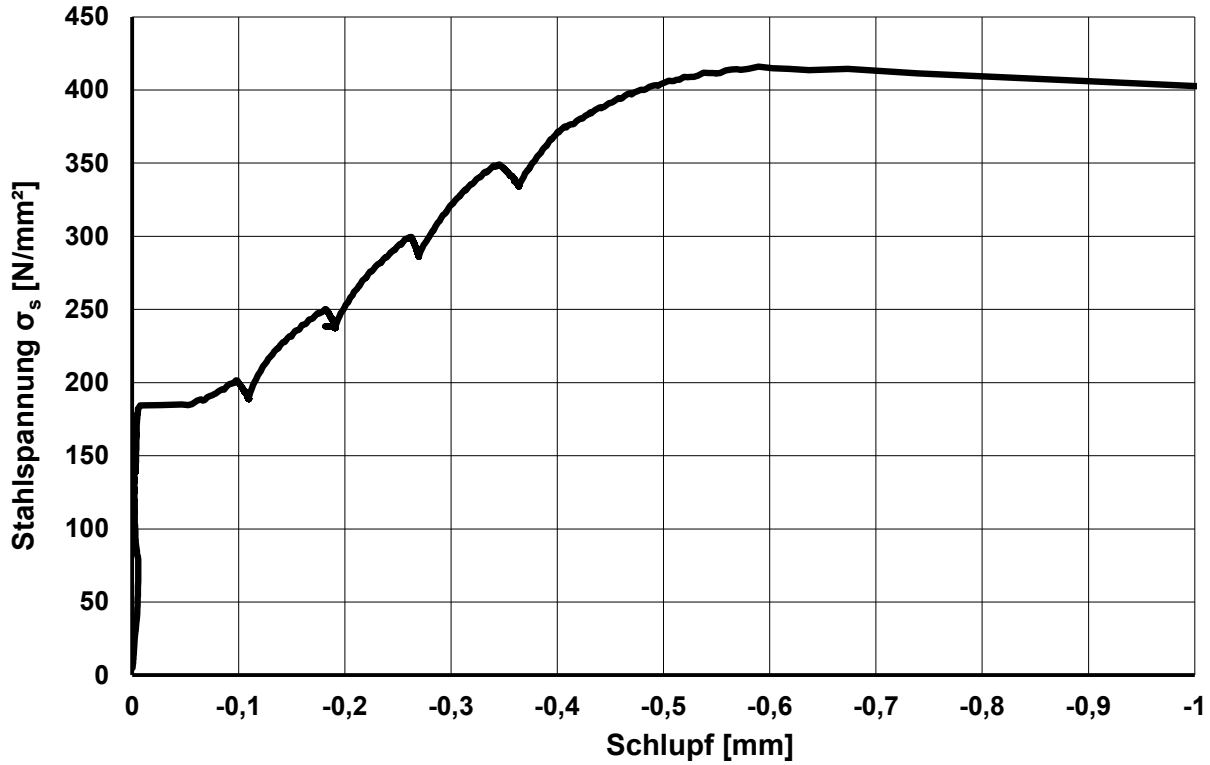


Verlauf der Stahlspannungen im Stoßbereich (l_0 = 32,8 cm)



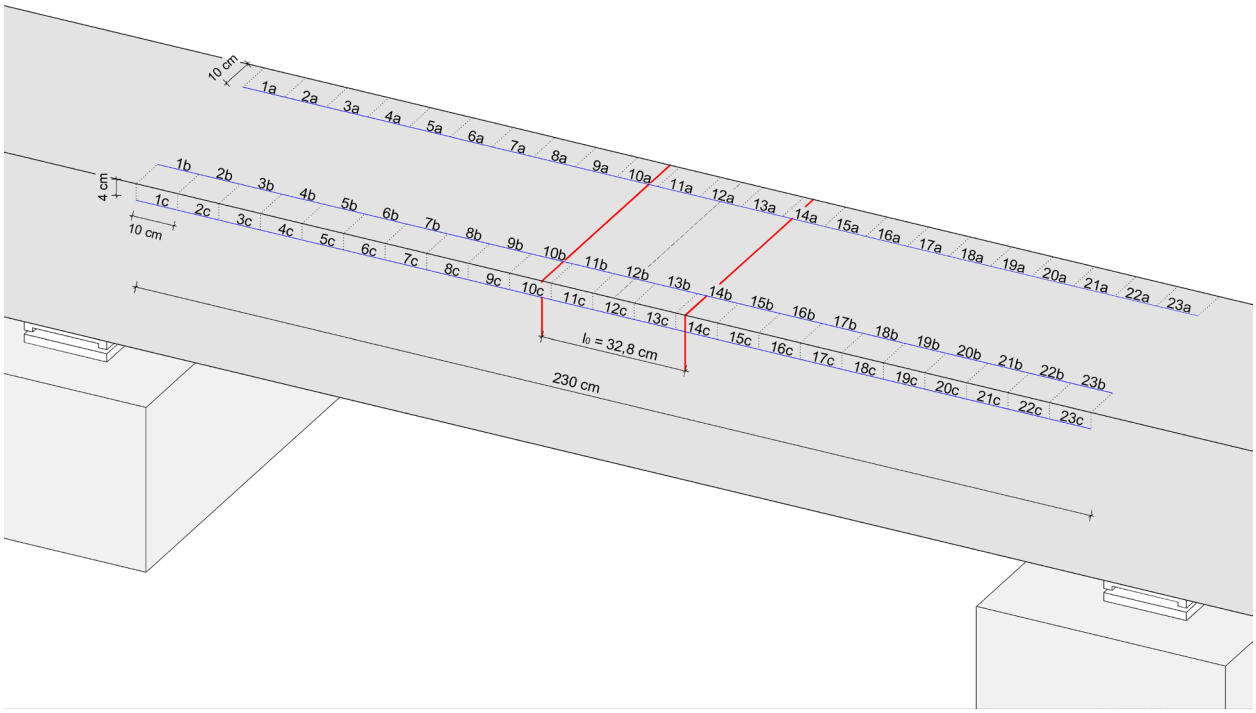
Gemessener Schlupf am Stoßende



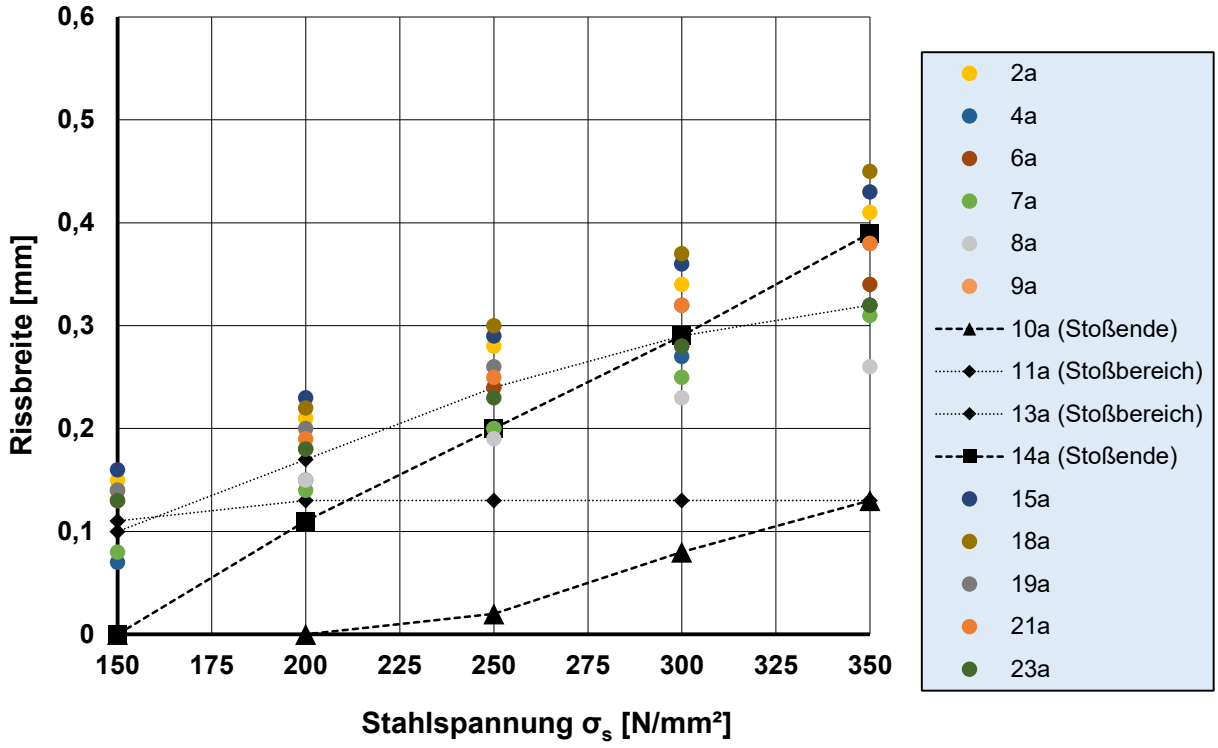


Rissbreitenentwicklung

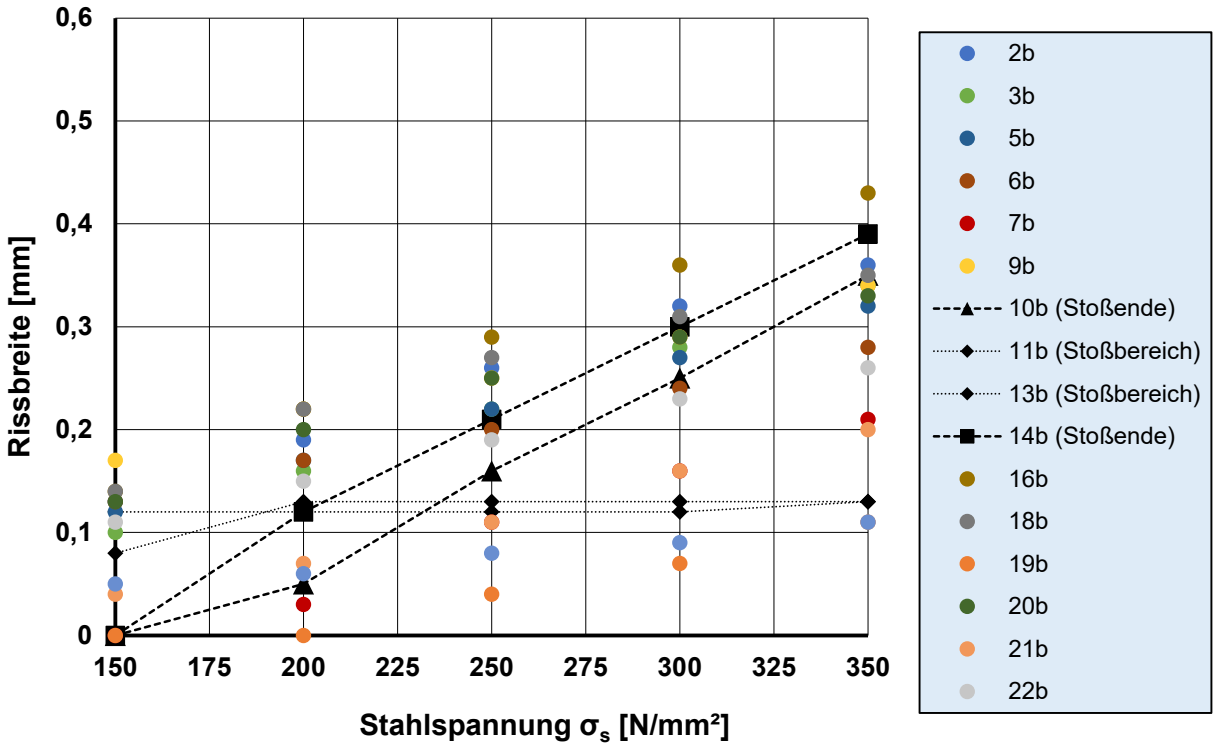
Übersicht der Messintervalle der Spuren a, b und c (Erläuterungen zur Spurlage siehe 4.6.6)



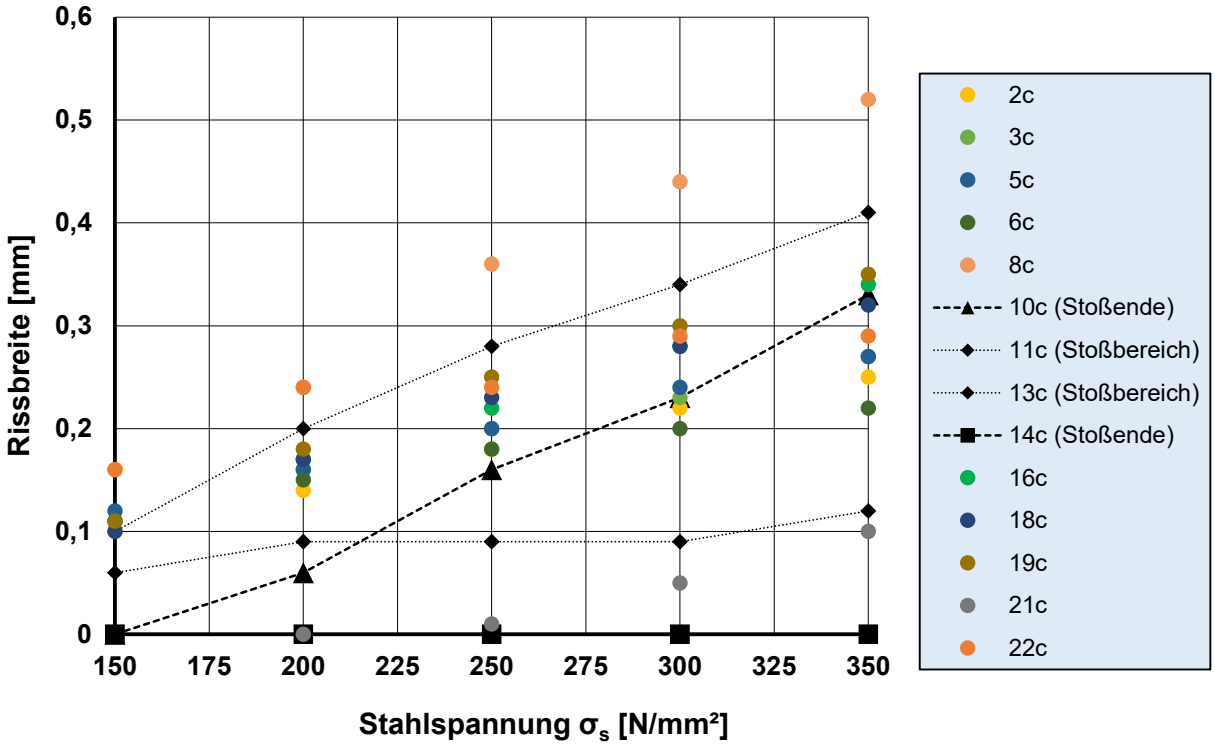
Rissbreiten Spur „a“



Rissbreiten Spur „b“



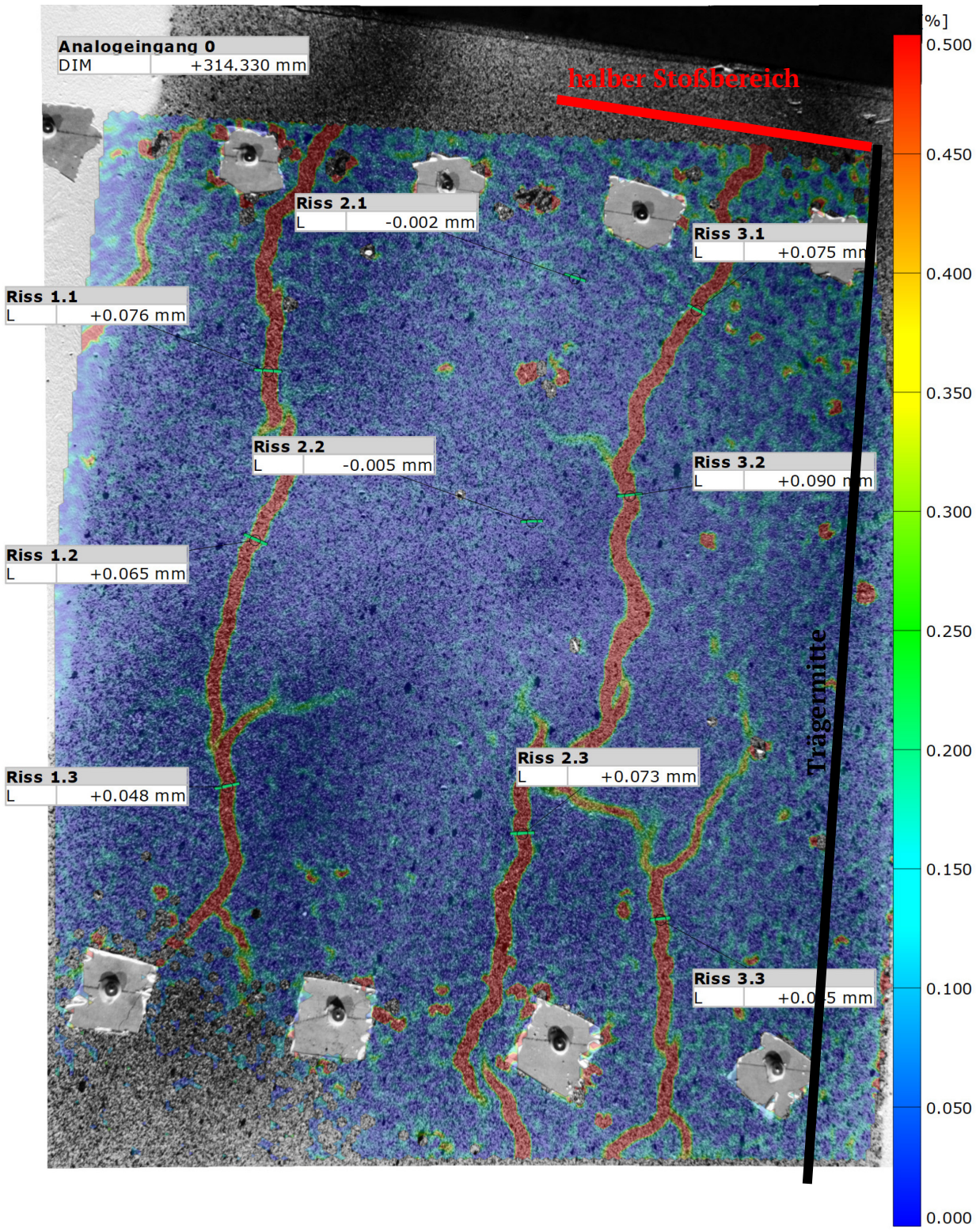
Rissbreiten Spur „c“

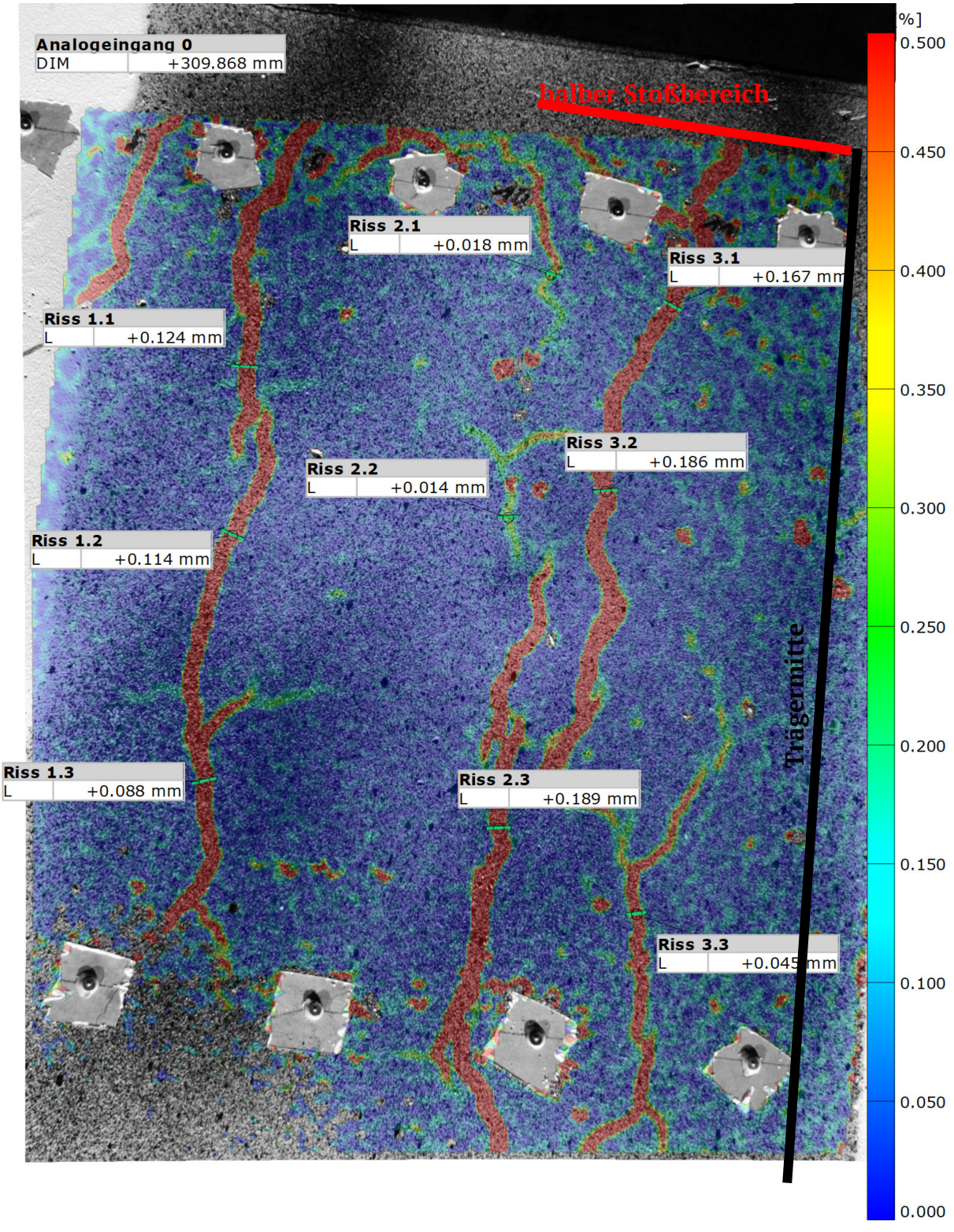


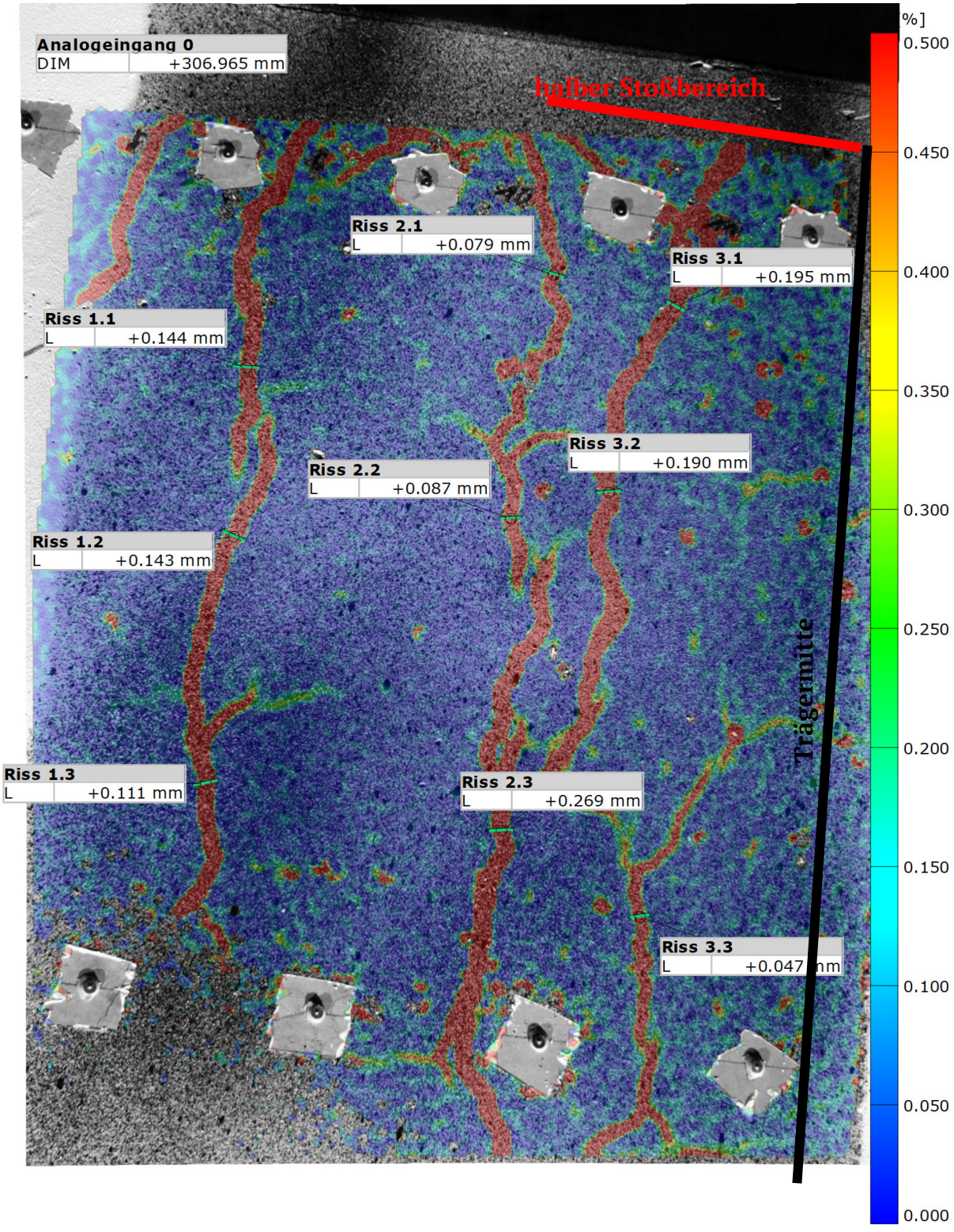
Qualitativer Rissverlauf im Stoßbereich auf der Trägeroberseite mittels GOM Correlate

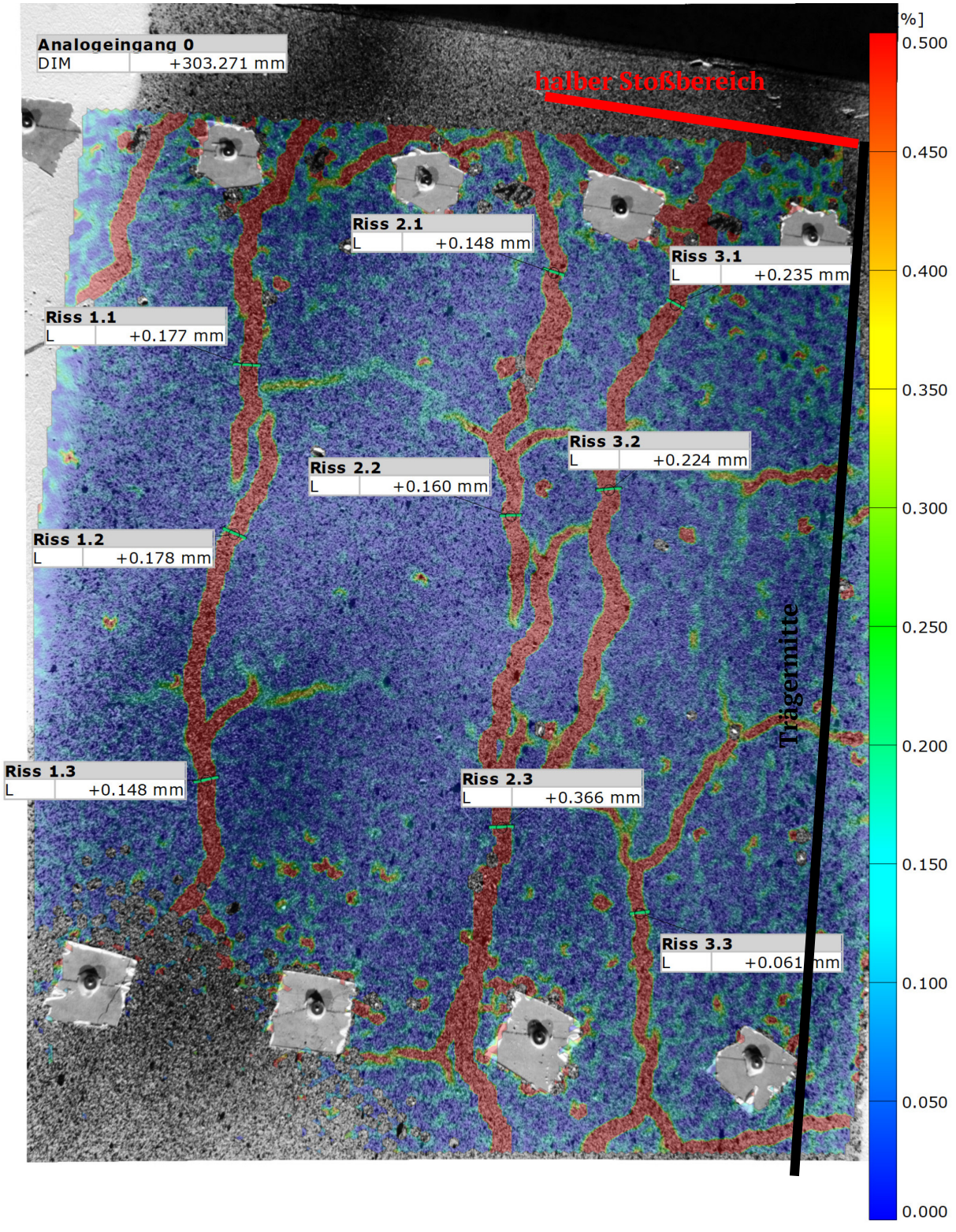
Anmerkung:

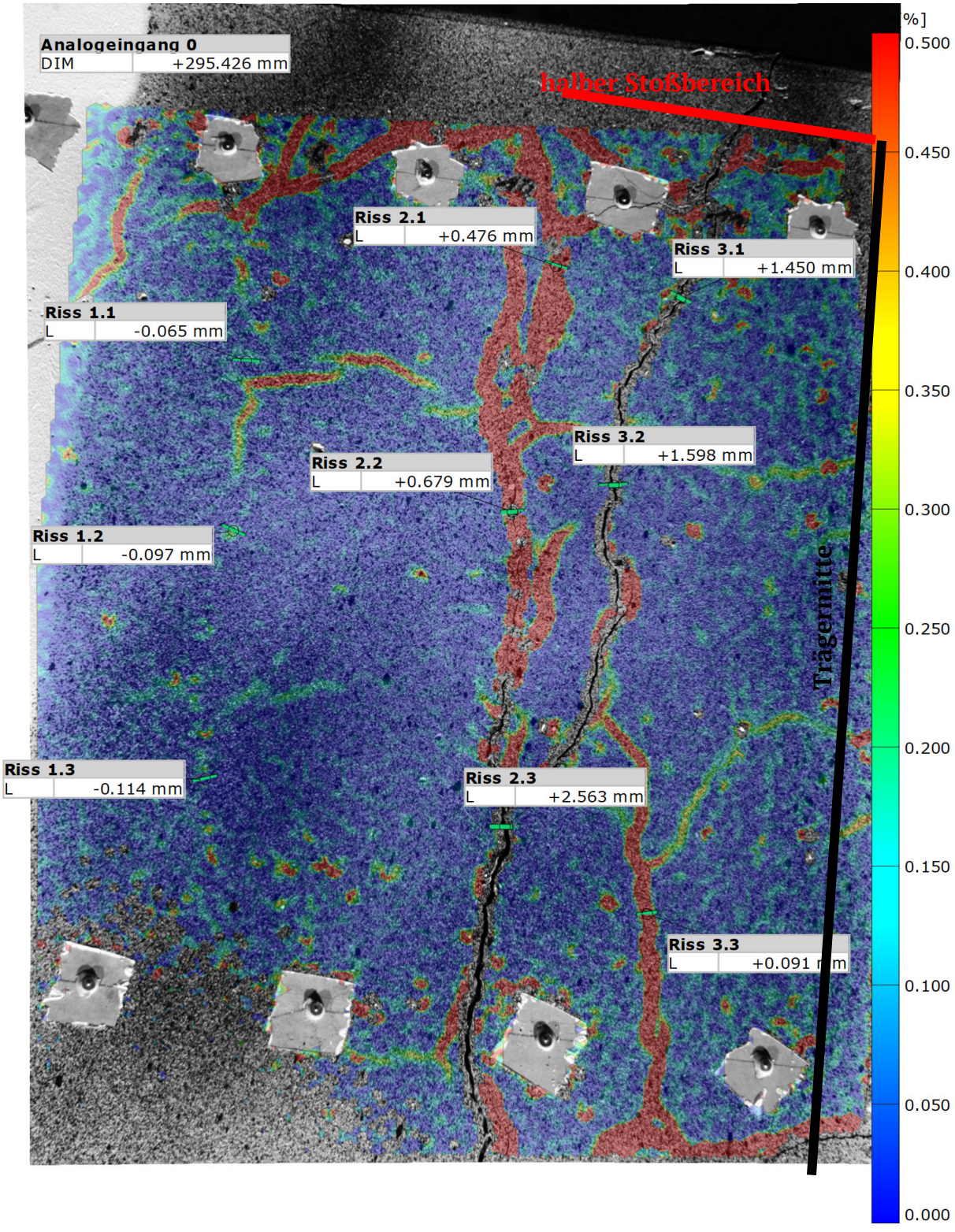
Aufgrund einer fehlerhaften Kalibrierung, müssen die ausgegeben Rissbreiten vernachlässigt werden

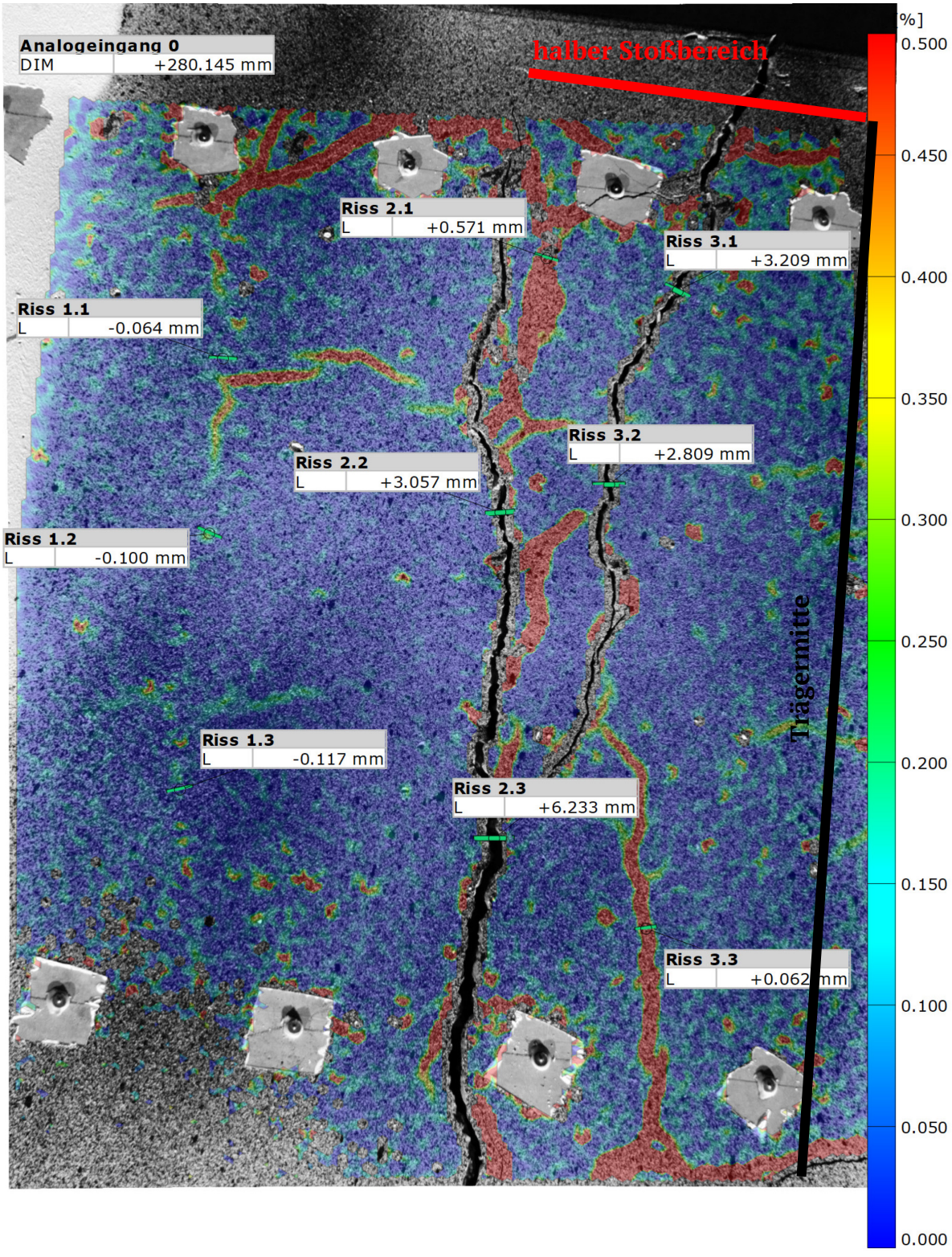



Analogeingang 0
DIM +309.868 mm
halber Stoßbereich
Riss 2.1
L +0.018 mm
Riss 3.1
L +0.167 mm
Riss 1.1
L +0.124 mm
Riss 3.2
L +0.186 mm
Riss 2.2
L +0.014 mm
Riss 1.2
L +0.114 mm
Trägermitte
Riss 1.3
L +0.088 mm
Riss 2.3
L +0.189 mm
Riss 3.3
L +0.045 mm
%]
0.500
0.450
0.400
0.350
0.300
0.250
0.200
0.150
0.100
0.050
0.000

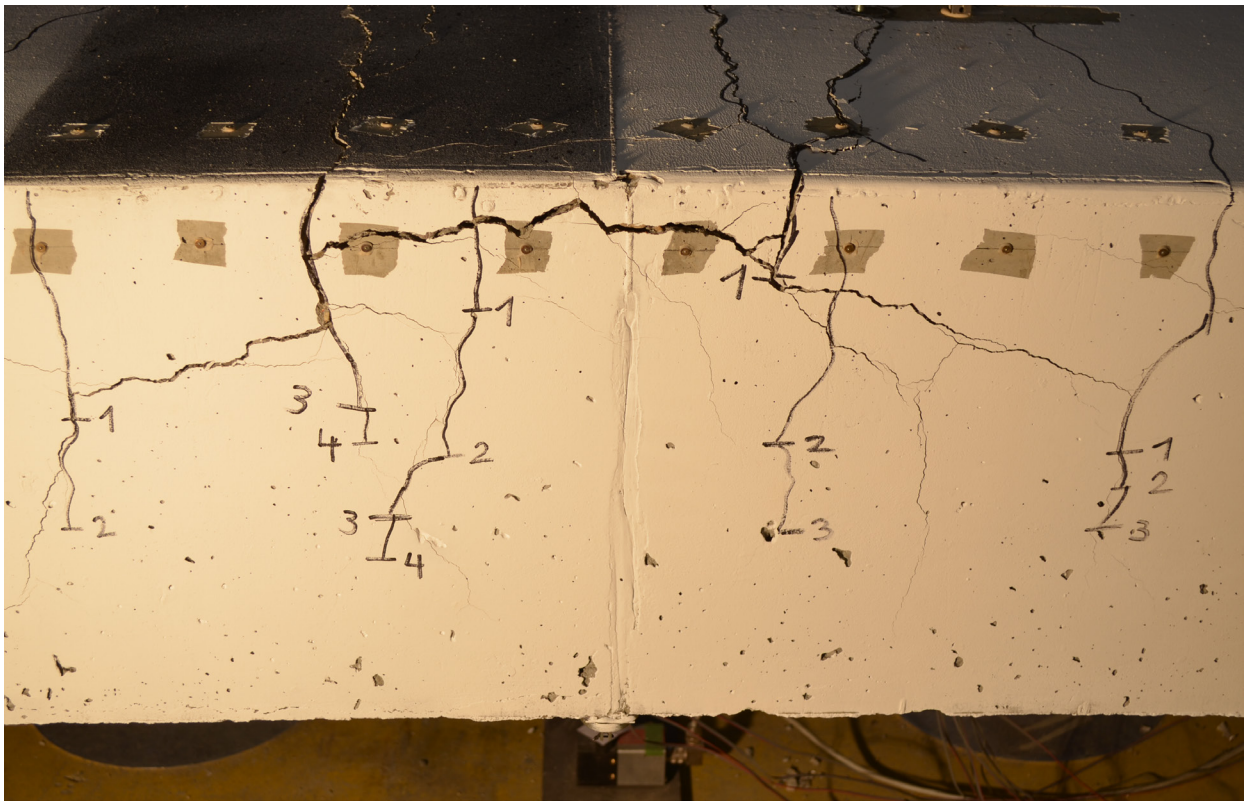

Analogeingang 0
DIM +306.965 mm
halber Stoßbereich
Riss 2.1
L +0.079 mm
Riss 3.1
L +0.195 mm
Riss 1.1
L +0.144 mm
Riss 3.2
L +0.190 mm
Riss 2.2
L +0.087 mm
Riss 1.2
L +0.143 mm
Trägermitte
Riss 1.3
L +0.111 mm
Riss 2.3
L +0.269 mm
Riss 3.3
L +0.047 mm
%]
0.500
0.450
0.400
0.350
0.300
0.250
0.200
0.150
0.100
0.050
0.000

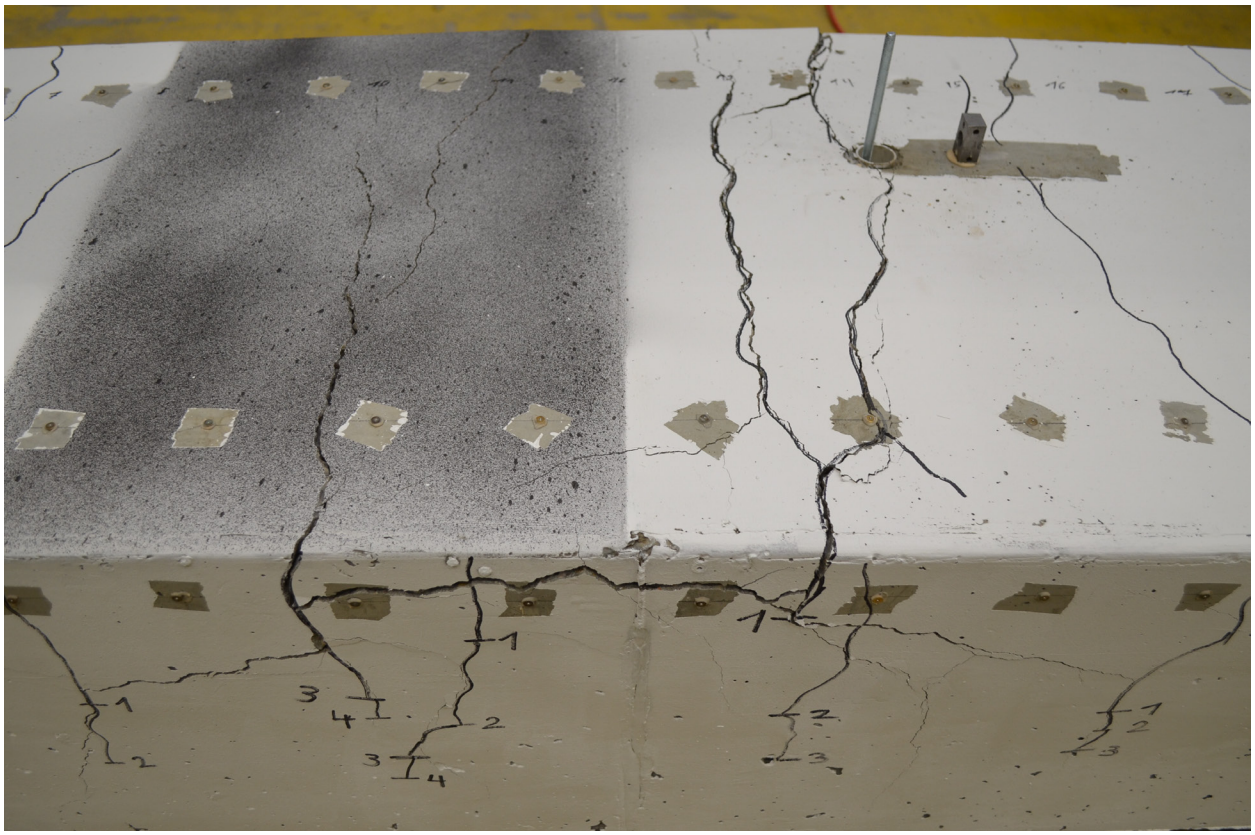

Analogeingang 0
DIM +303.271 mm
halber Stoßbereich
Riss 2.1
L +0.148 mm
Riss 3.1
L +0.235 mm
Riss 1.1
L +0.177 mm
Riss 3.2
L +0.224 mm
Riss 2.2
L +0.160 mm
Riss 1.2
L +0.178 mm
Trägermitte
Riss 1.3
L +0.148 mm
Riss 2.3
L +0.366 mm
Riss 3.3
L +0.061 mm
%]
0.500
0.450
0.400
0.350
0.300
0.250
0.200
0.150
0.100
0.050
0.000


Analogeingang 0
DIM +295.426 mm
halber Stoßbereich
Riss 2.1
L +0.476 mm
Riss 3.1
L +1.450 mm
Riss 1.1
L -0.065 mm
Riss 3.2
L +1.598 mm
Riss 2.2
L +0.679 mm
Riss 1.2
L -0.097 mm
Trägermitte
Riss 1.3
L -0.114 mm
Riss 2.3
L +2.563 mm
Riss 3.3
L +0.091 mm
%]
0.500
0.450
0.400
0.350
0.300
0.250
0.200
0.150
0.100
0.050
0.000


Analogeingang 0
DIM +280.145 mm
halber Stoßbereich
Riss 2.1
L +0.571 mm
Riss 3.1
L +3.209 mm
Riss 1.1
L -0.064 mm
Riss 3.2
L +2.809 mm
Riss 2.2
L +3.057 mm
Riss 1.2
L -0.100 mm
Trägermitte
Riss 1.3
L -0.117 mm
Riss 2.3
L +6.233 mm
Riss 3.3
L +0.062 mm
%]
0.500
0.450
0.400
0.350
0.300
0.250
0.200
0.150
0.100
0.050
0.000

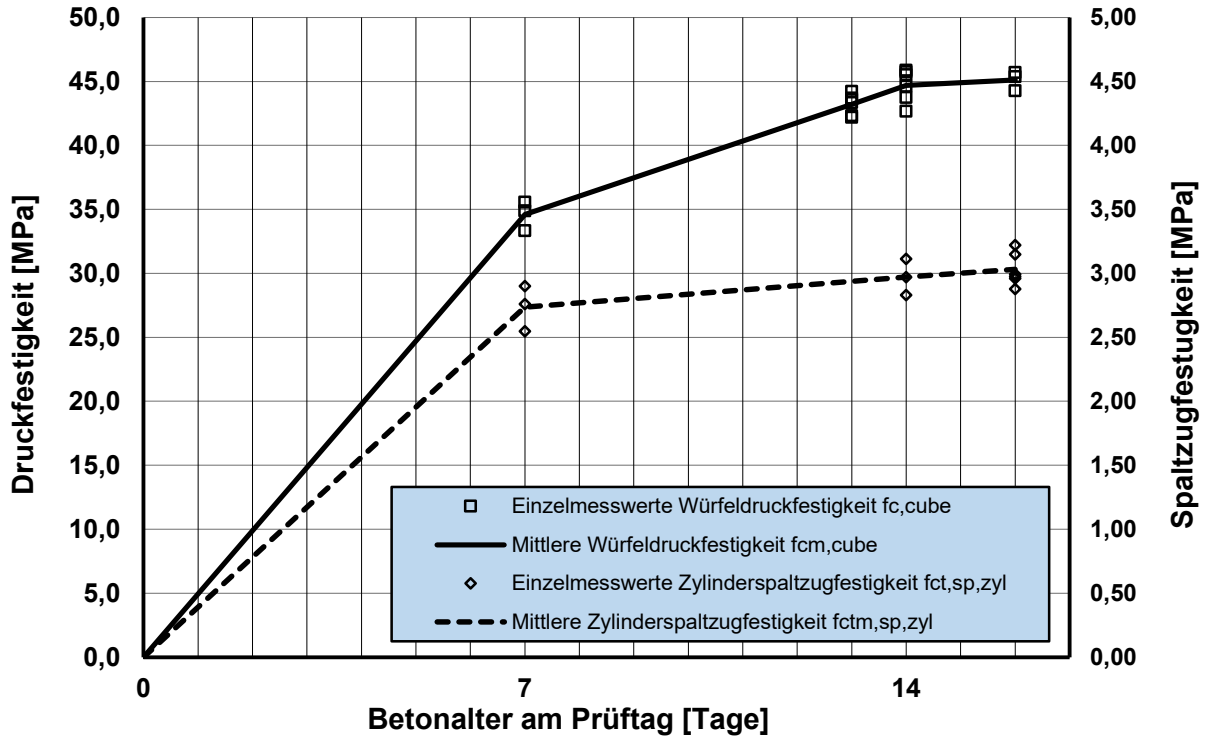
Bruchbilder



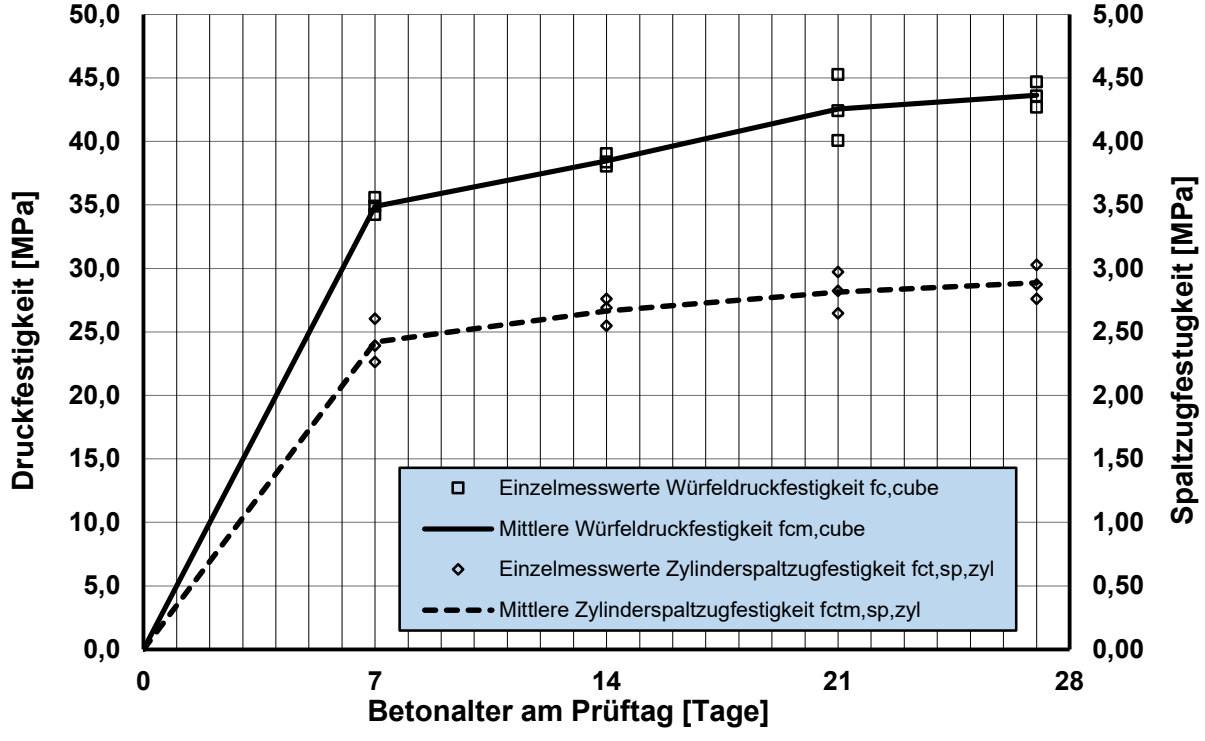


B.11 Entwicklung der Betonfestigkeiten

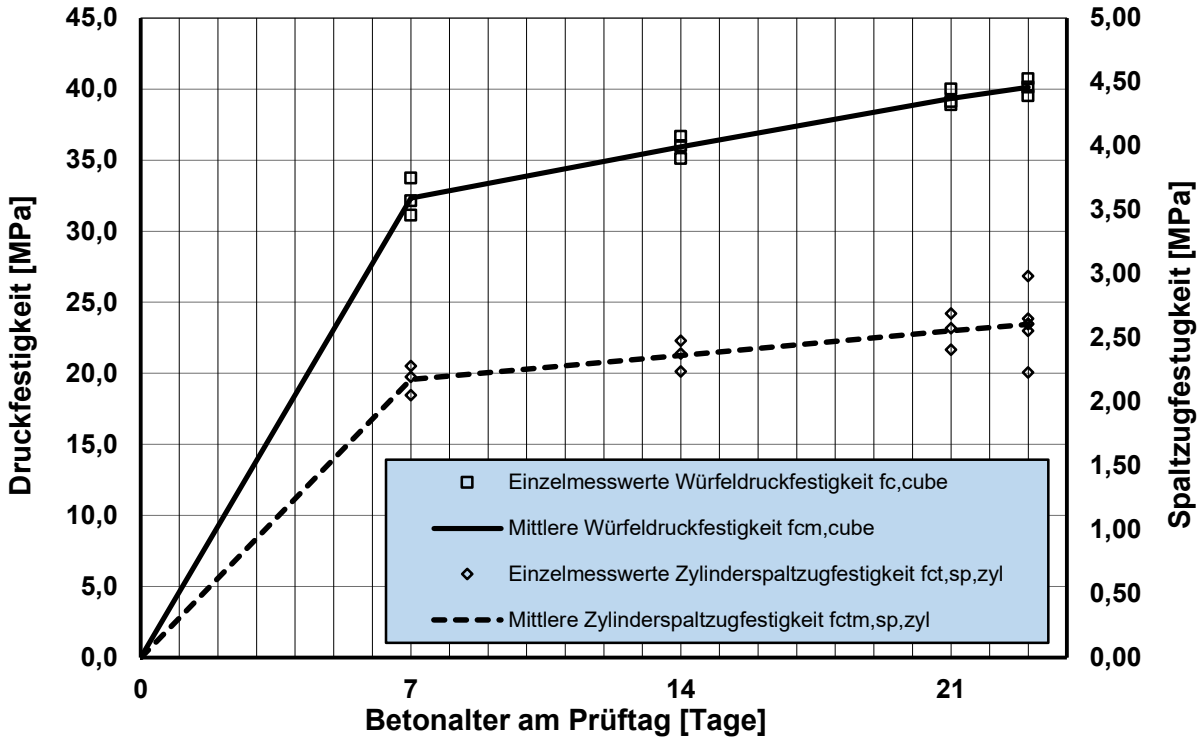
Versuchsträger B1



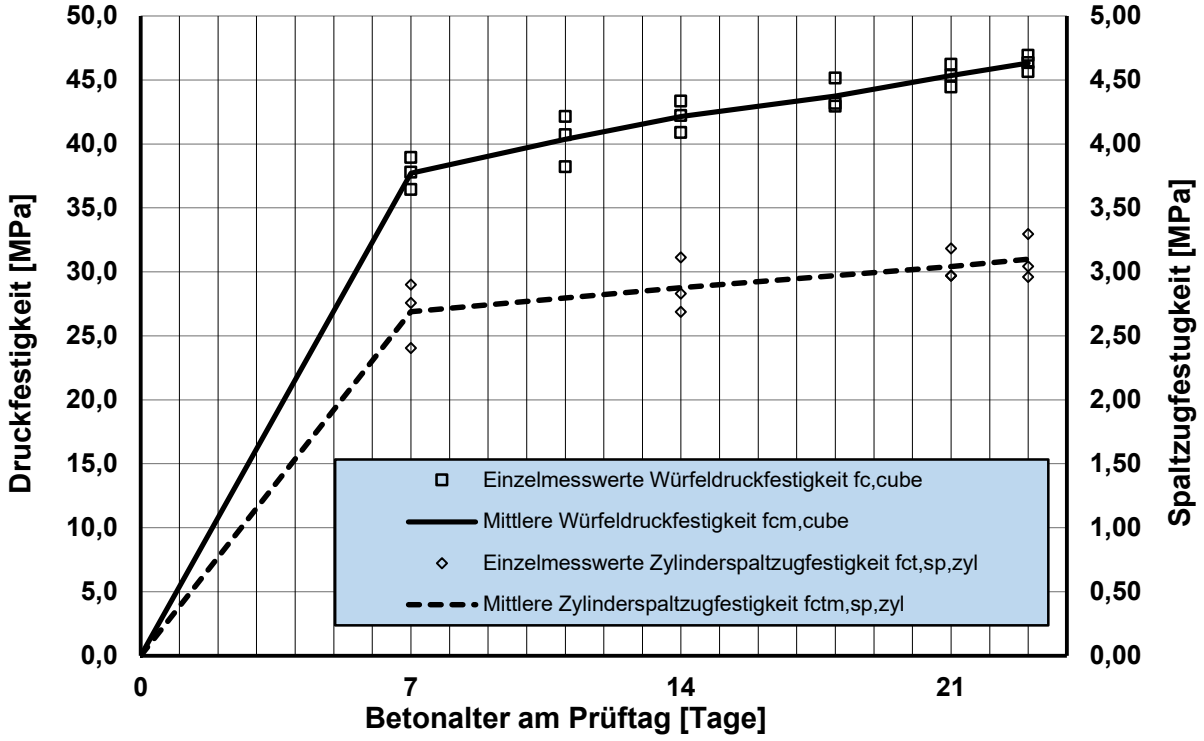
Versuchsträger B2



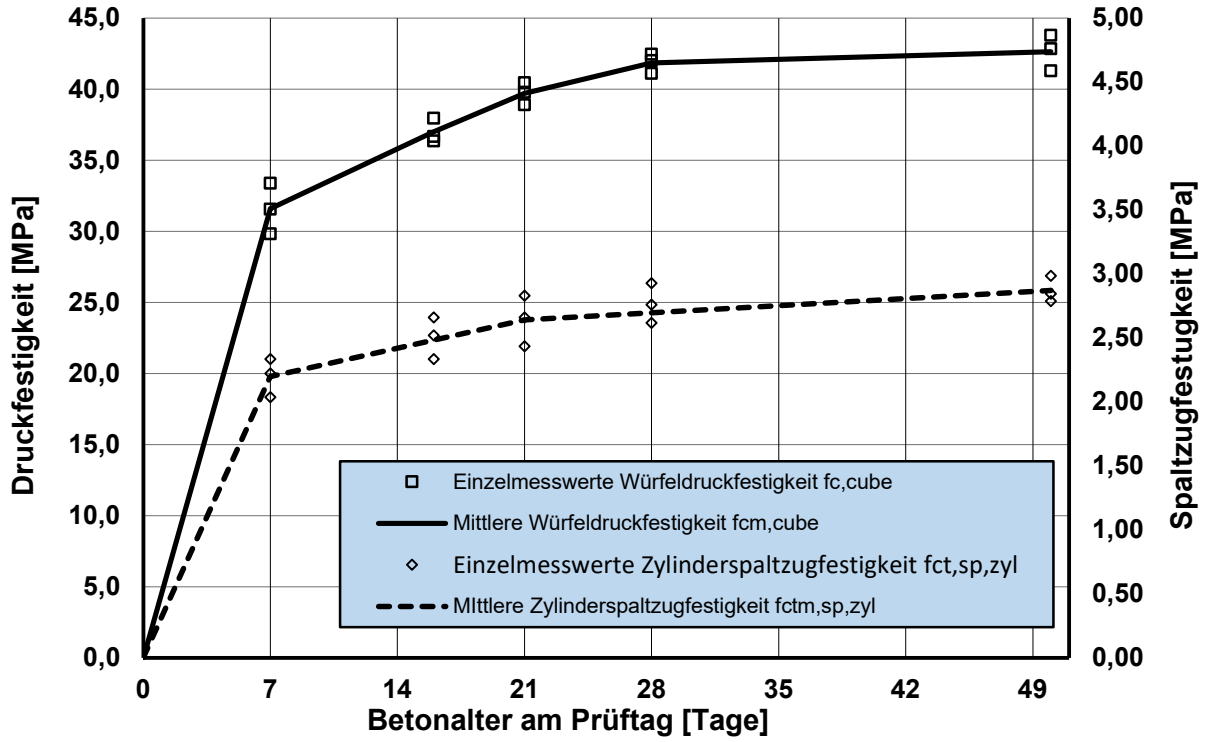
Versuchsträger B3



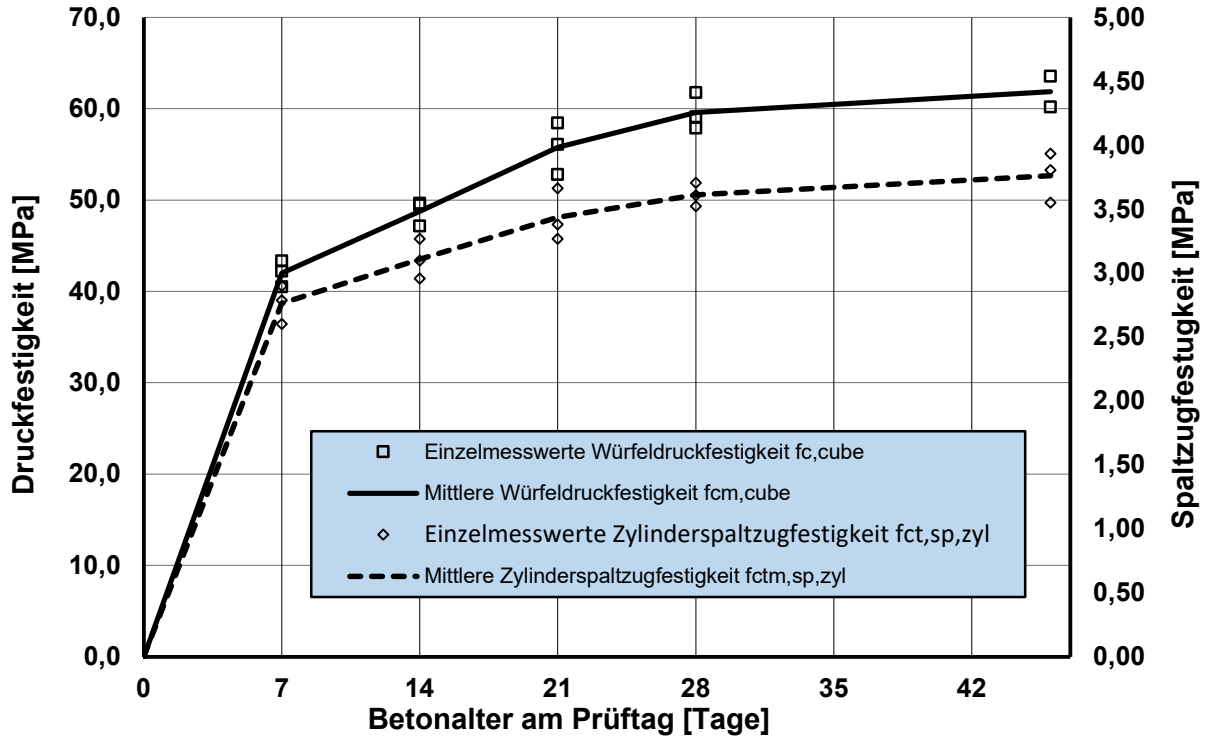
Versuchsträger B4



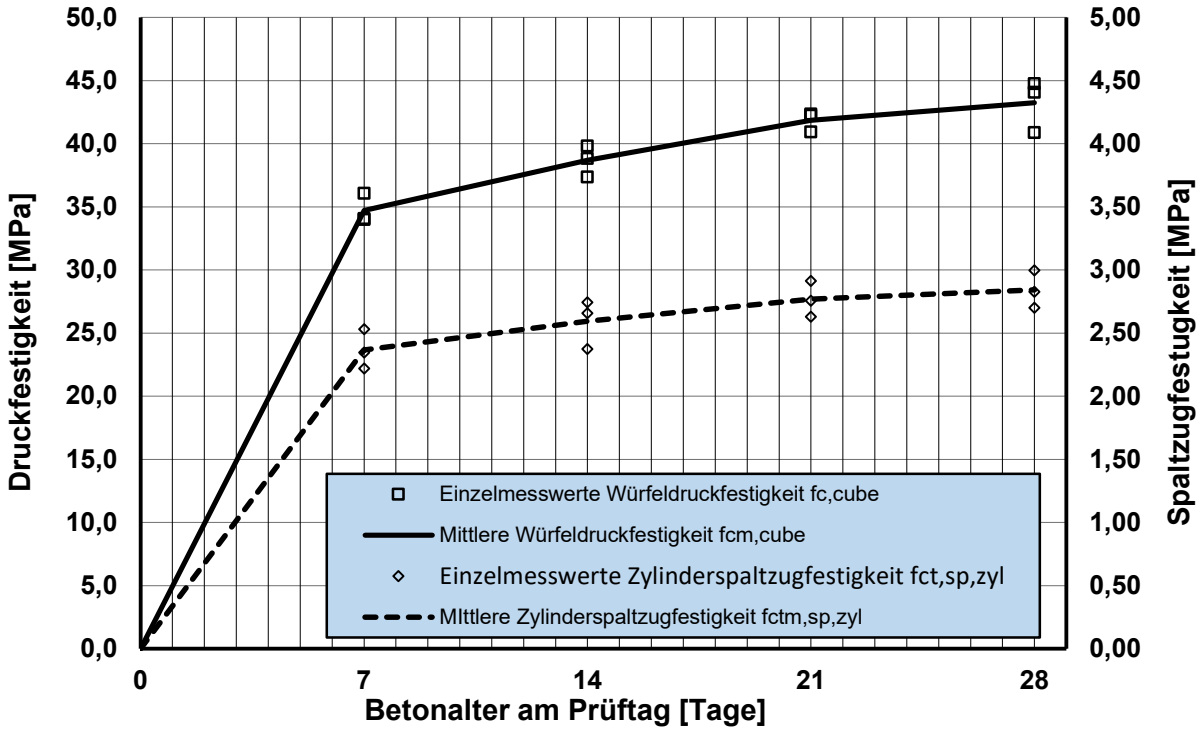
Versuchsträger B5



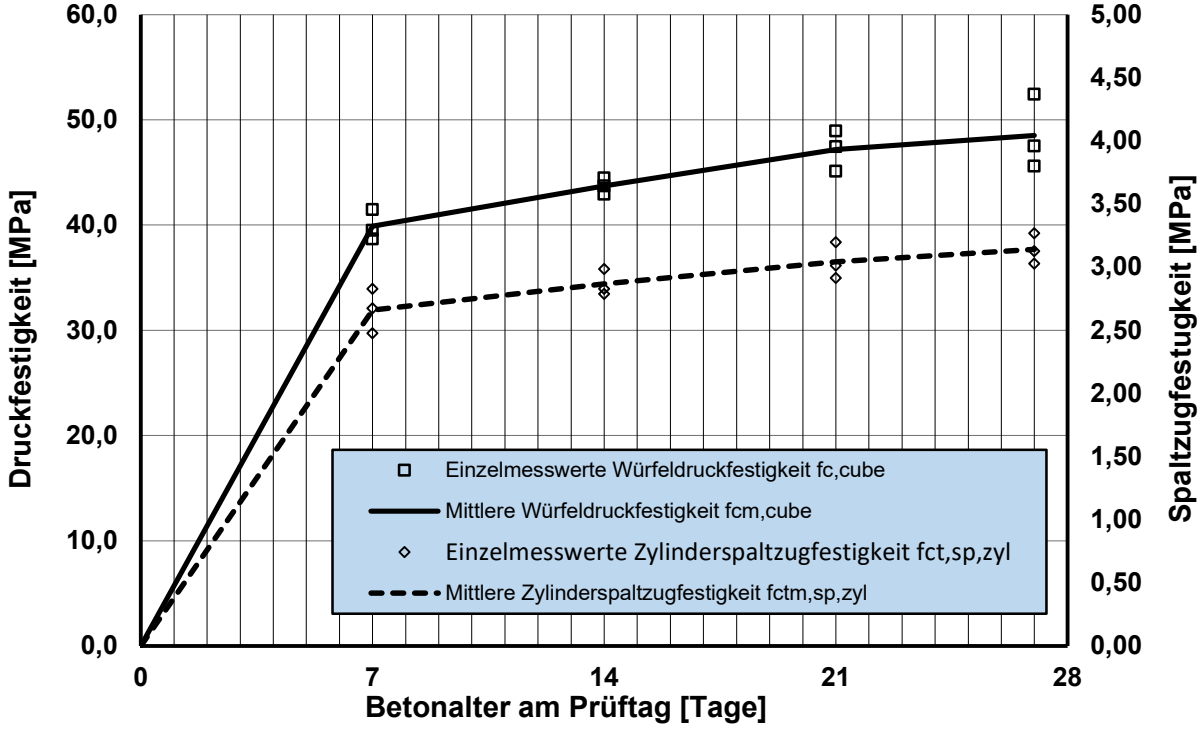
Versuchsträger B6



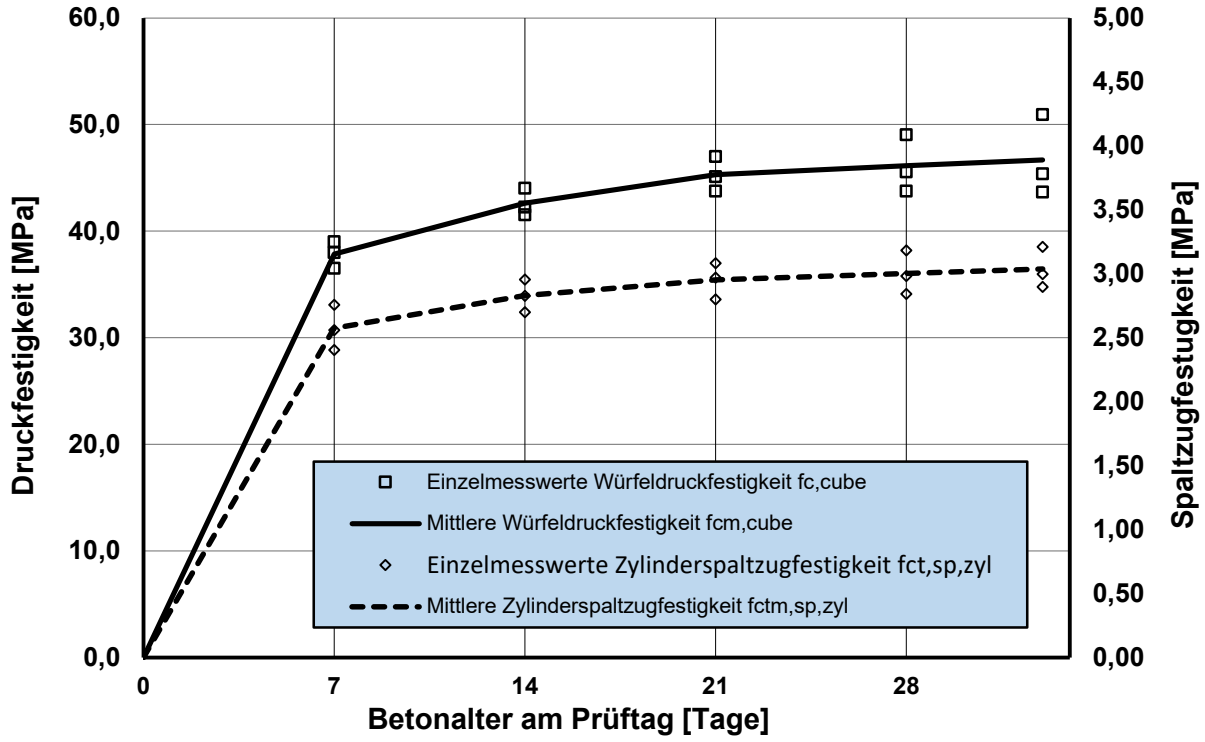
Versuchsträger B7



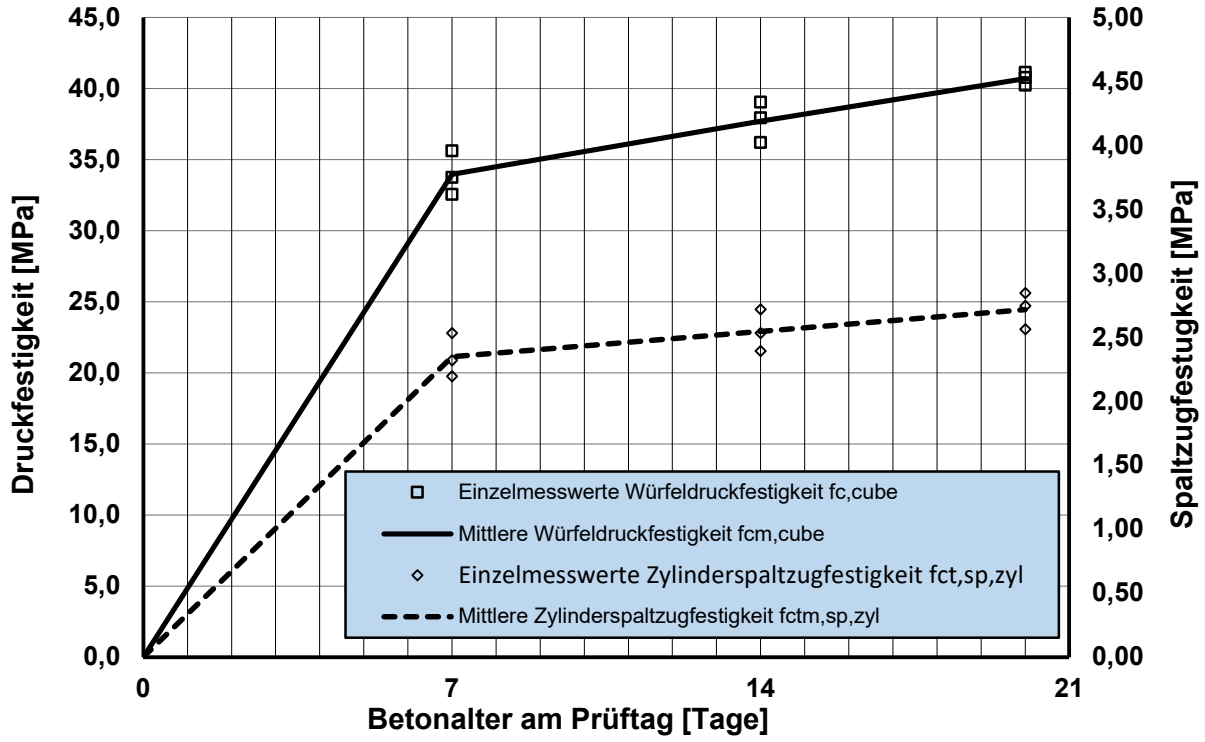
Versuchsträger B8



Versuchsträger B9



Versuchsträger B10



B.12 Eigenschaften des Frischbetons

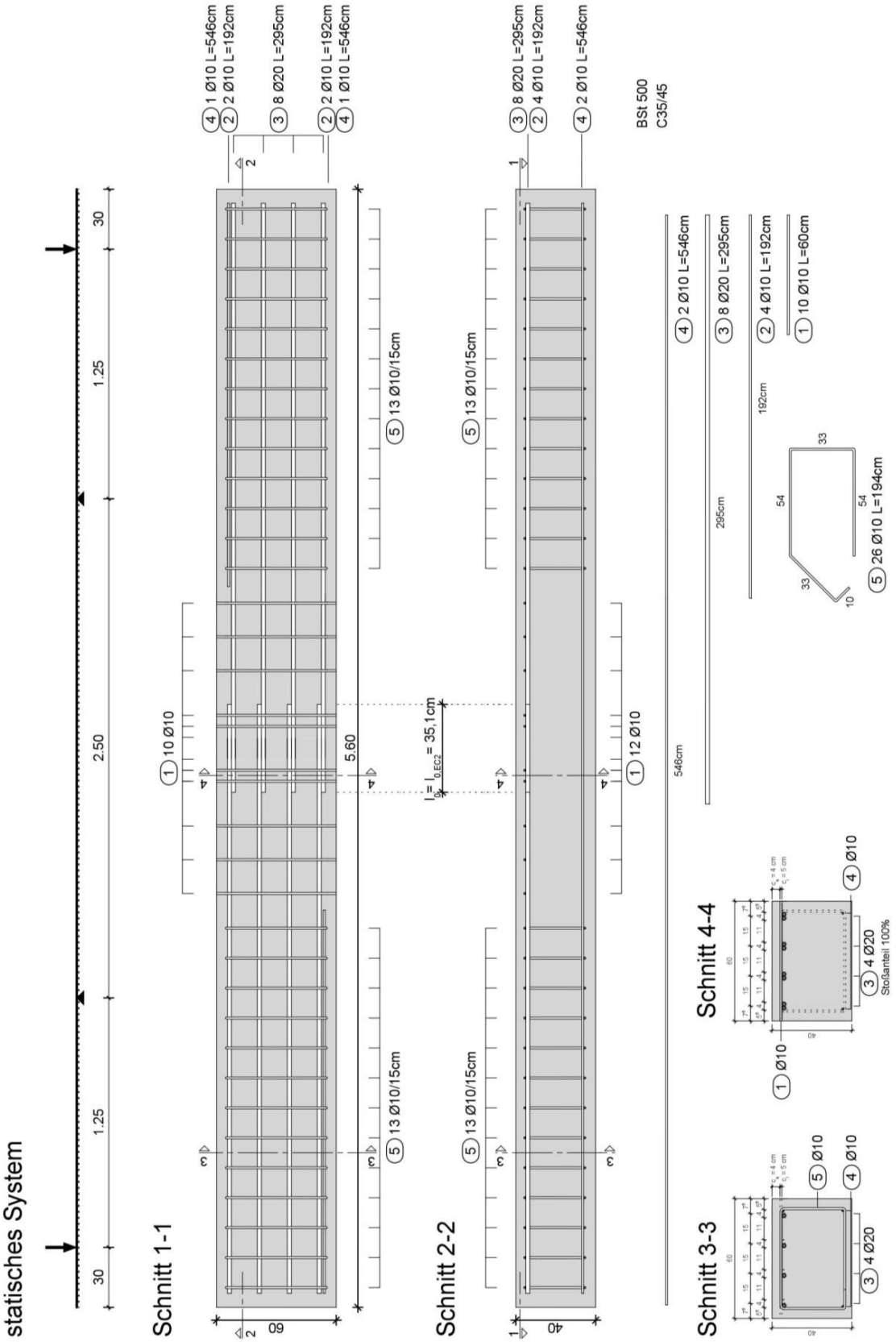
Zementsorte	CEM I 42,5 R (angestrebte Zielfestigkeit $f_{cm,cube}$ = 54 N/mm²)
Zementmenge	366 kg/m³
Zugabewasser	164 kg/m³
Oberflächen-feuchte	13 kg/m³
Körnung 0-2	640 kg/m³
Körnung 2-8	613 kg/m³
Körnung 8-16	612 kg/m³
w/z - Wert	0,50
Konsistenzklasse	F3

B.13 Betonzusammensetzung

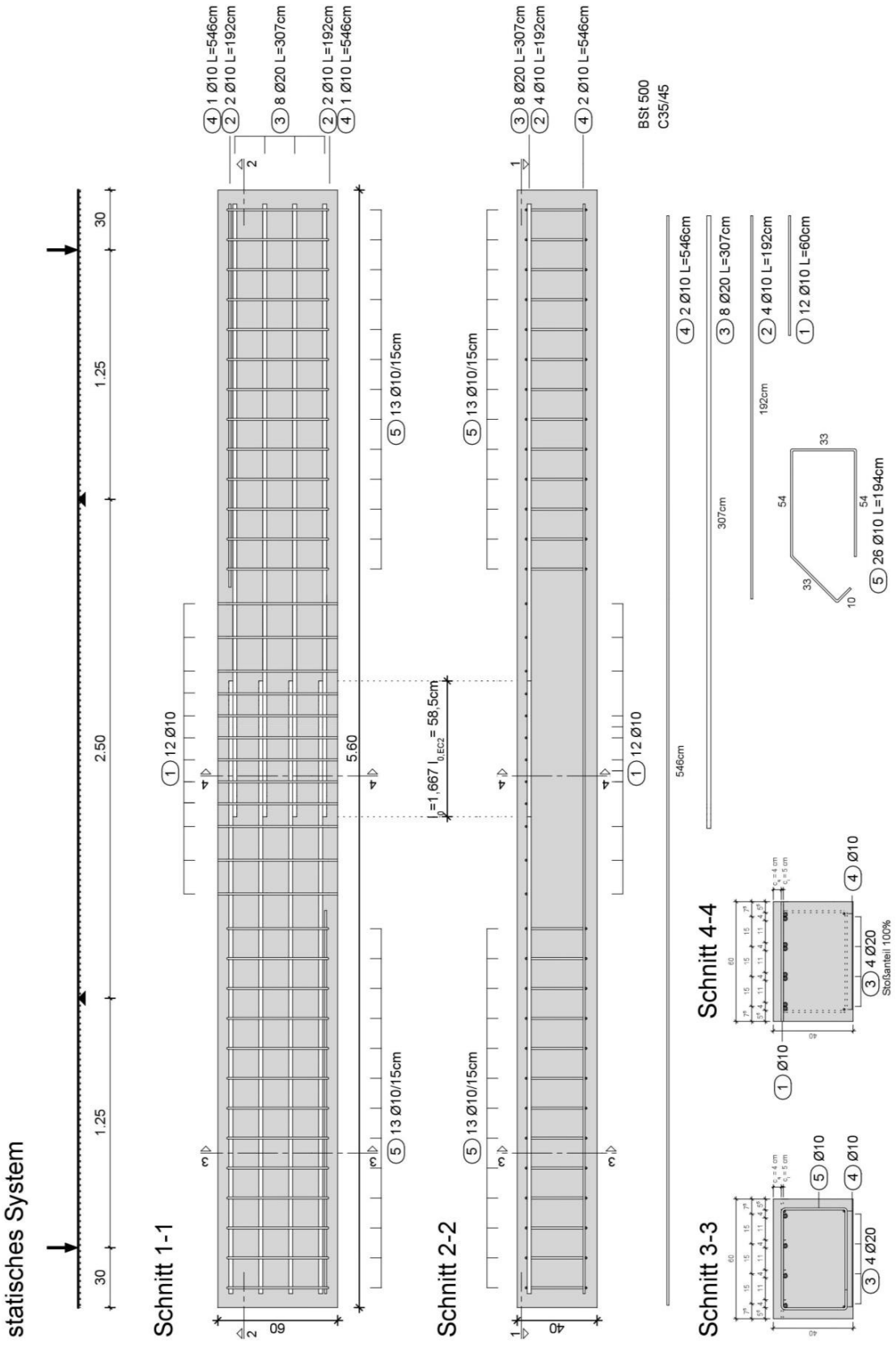
Expositionsklasse	XC4, XD3, XF3, XA1, XM2
Konsistenzklasse	F3
Sieblinie	0-22 (36/14/26/24)
K-Wert	4,36
Entwicklung der Festigkeit	schnell
W/Z - Wert	0,42
Pumpfähig	Ja

B.14 Schal- und Bewehrungspläne der Versuchsträger

Versuchsträger B2

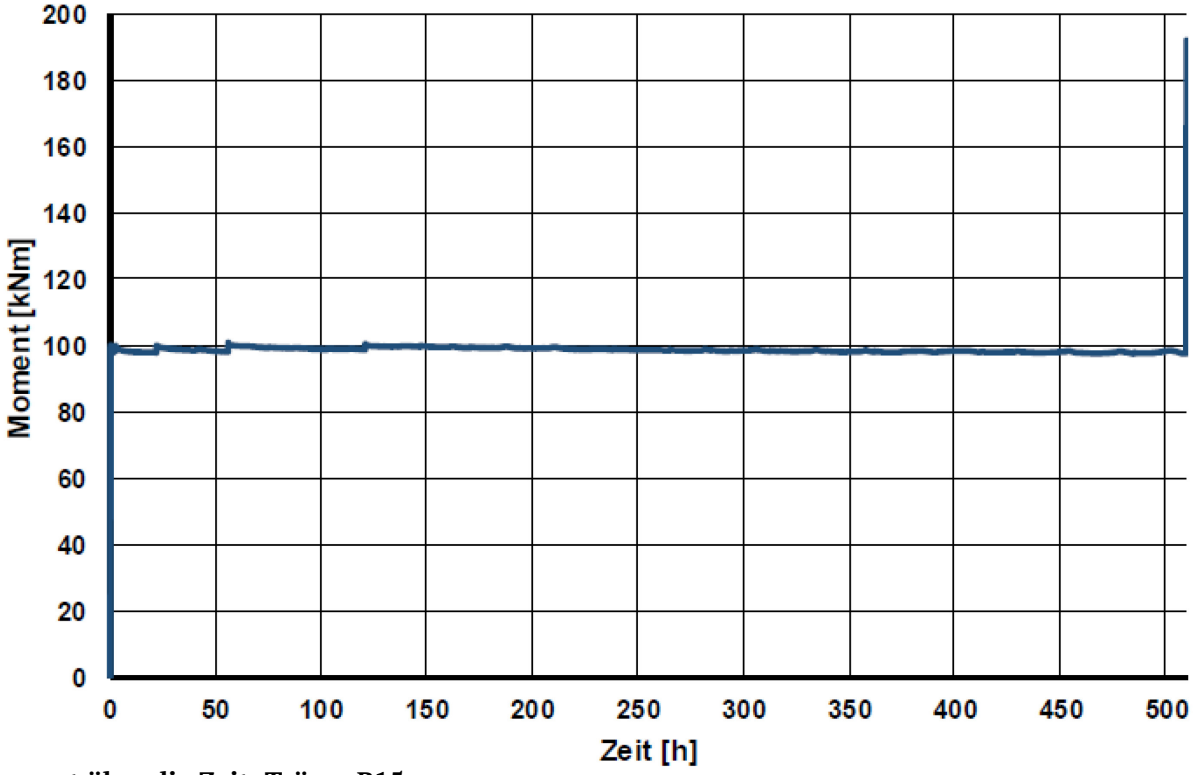


Versuchsträger B4

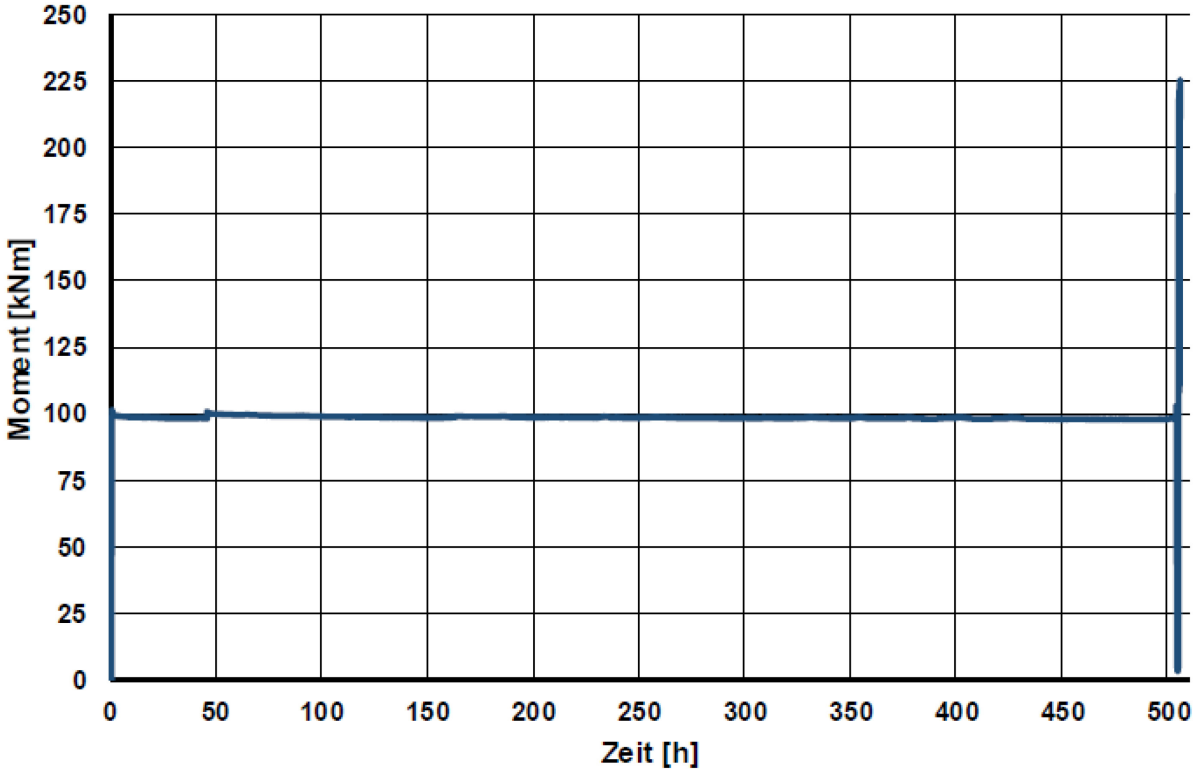


B.15 Ergebnisse der Versuchsträger B14 und B15

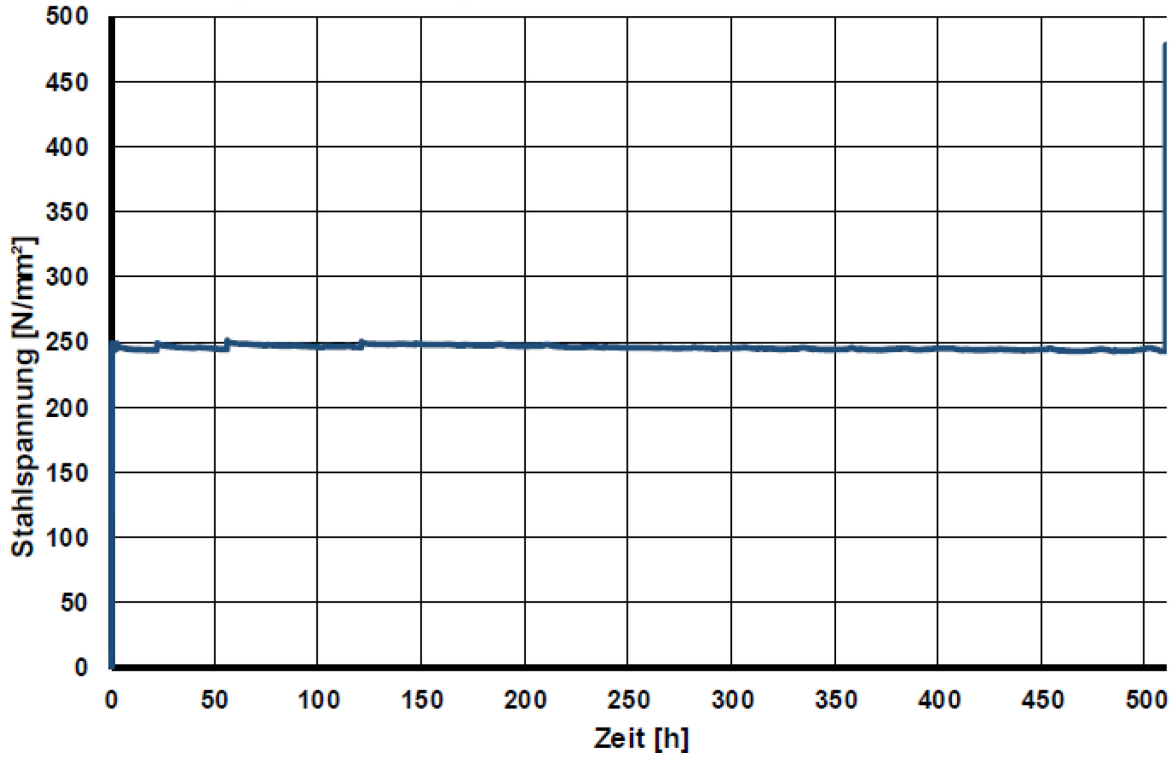
Moment über die Zeit, Träger B14



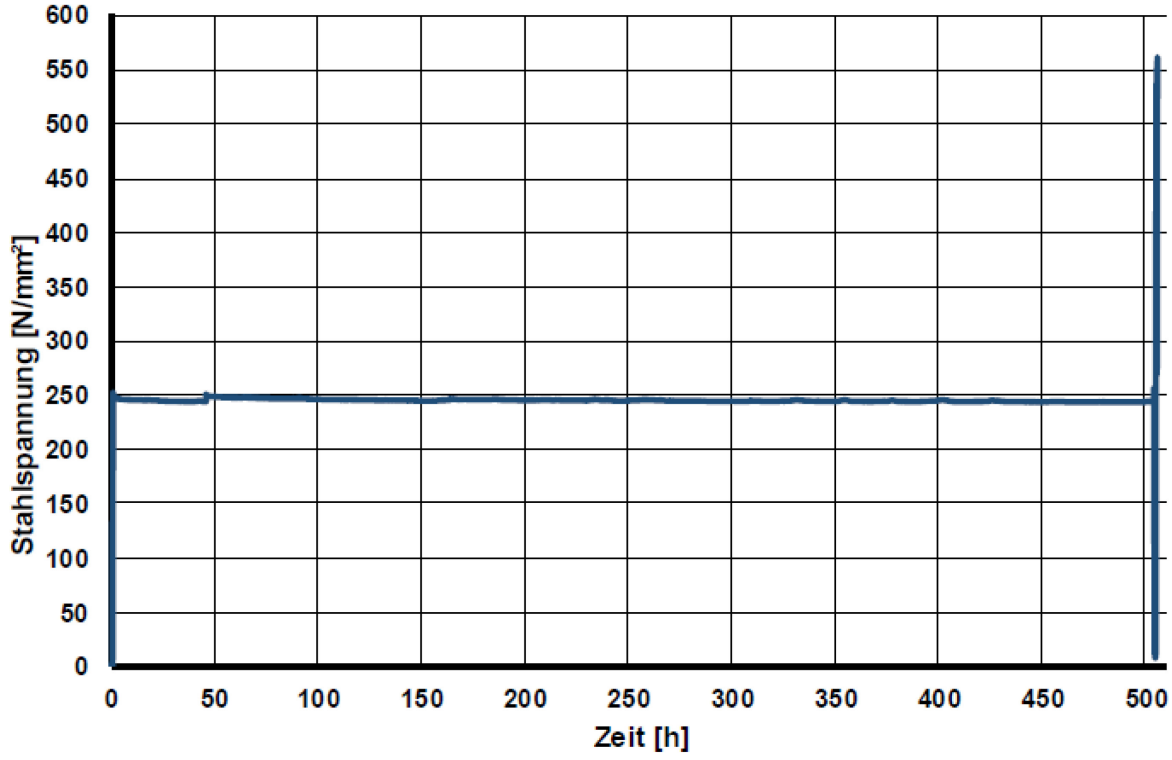
Moment über die Zeit, Träger B15



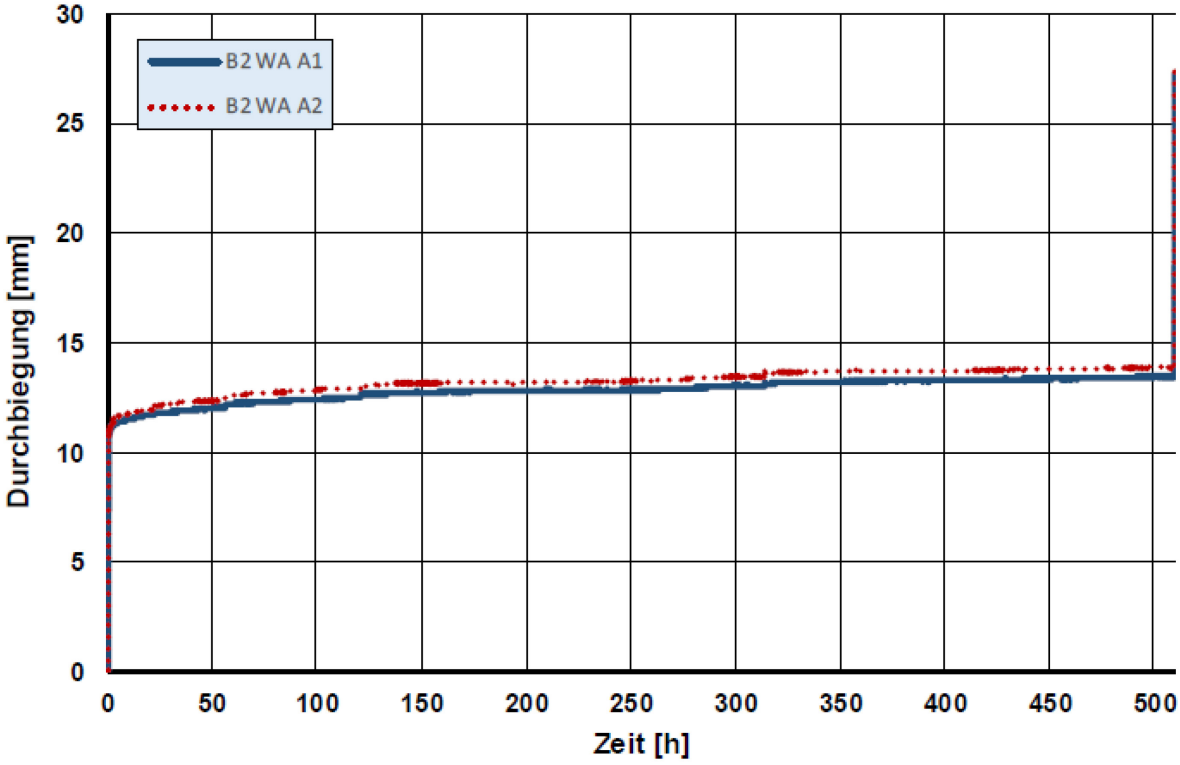
Stahlspannung über die Zeit, Träger B14



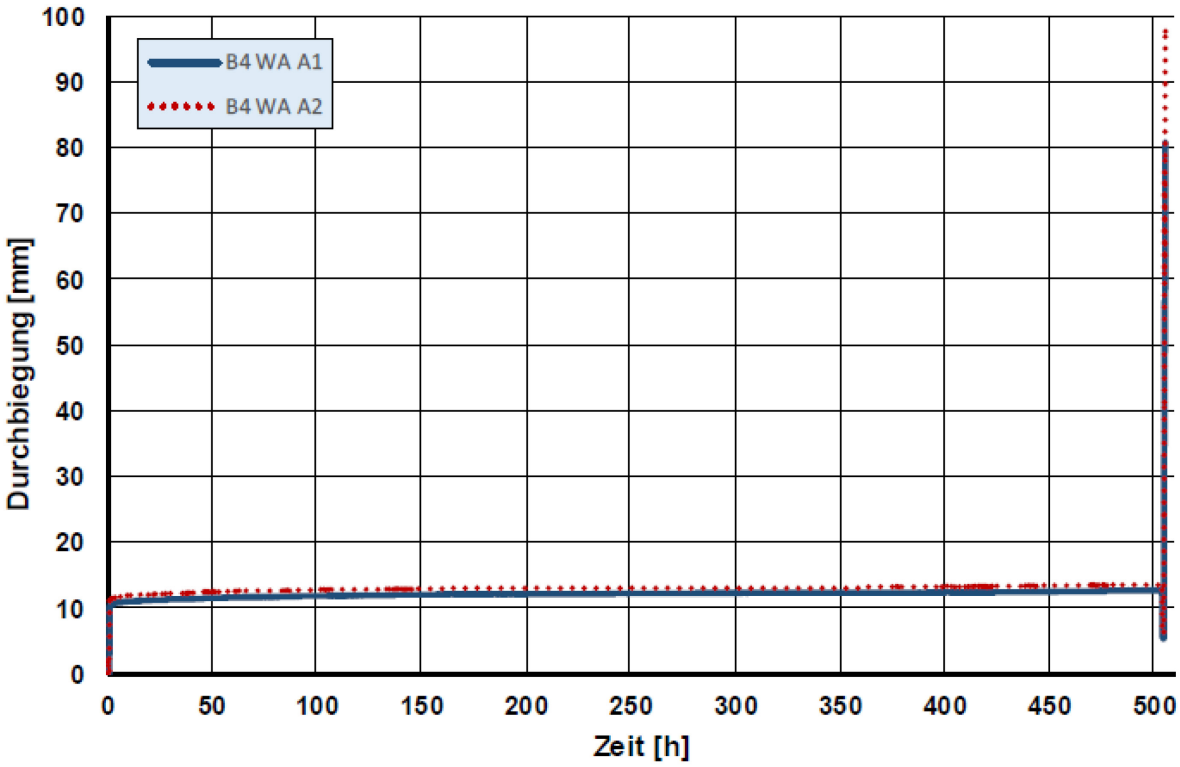
Stahlspannung über die Zeit, Träger B15



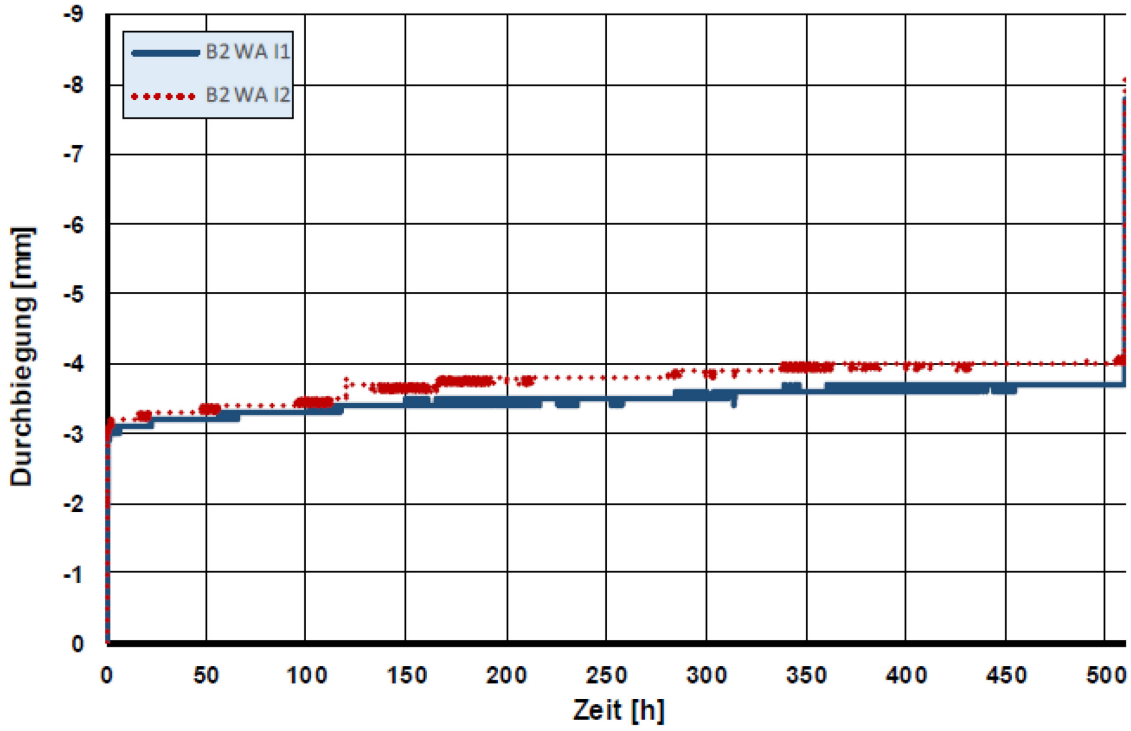
Durchbiegung über die Zeit, Träger B14, Kragarm



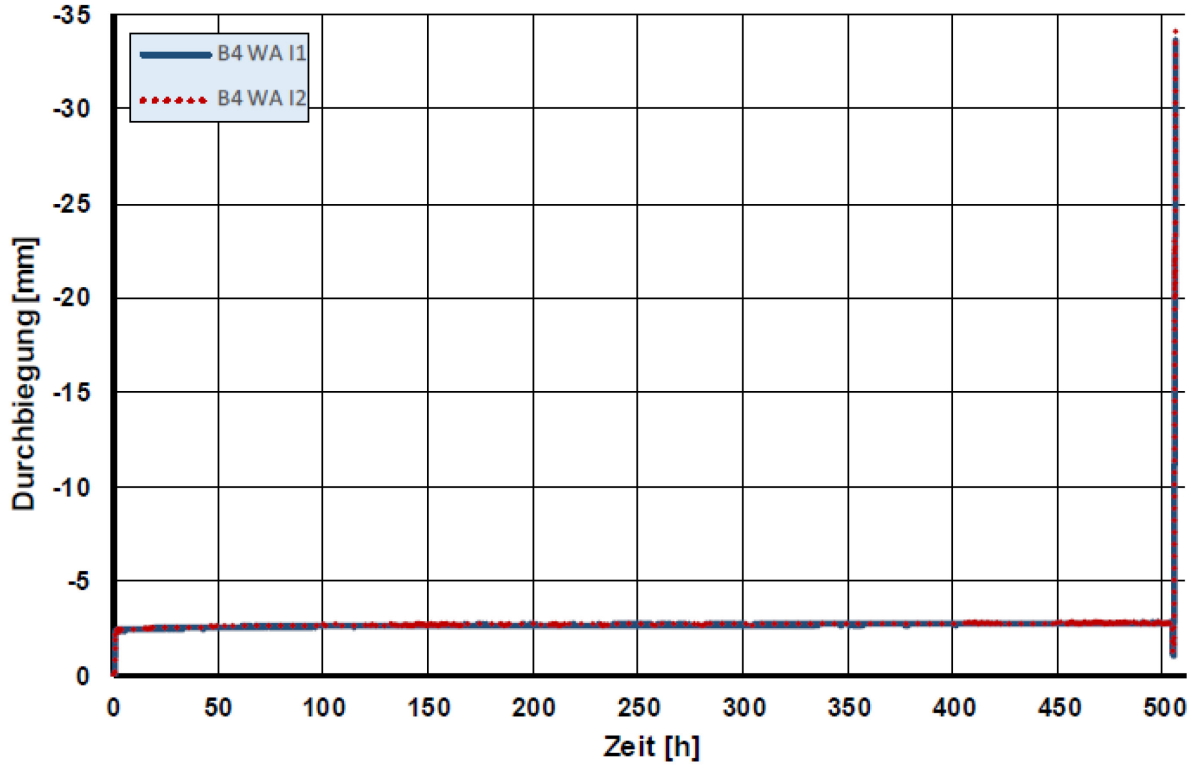
Durchbiegung über die Zeit, Träger B15, Kragarm



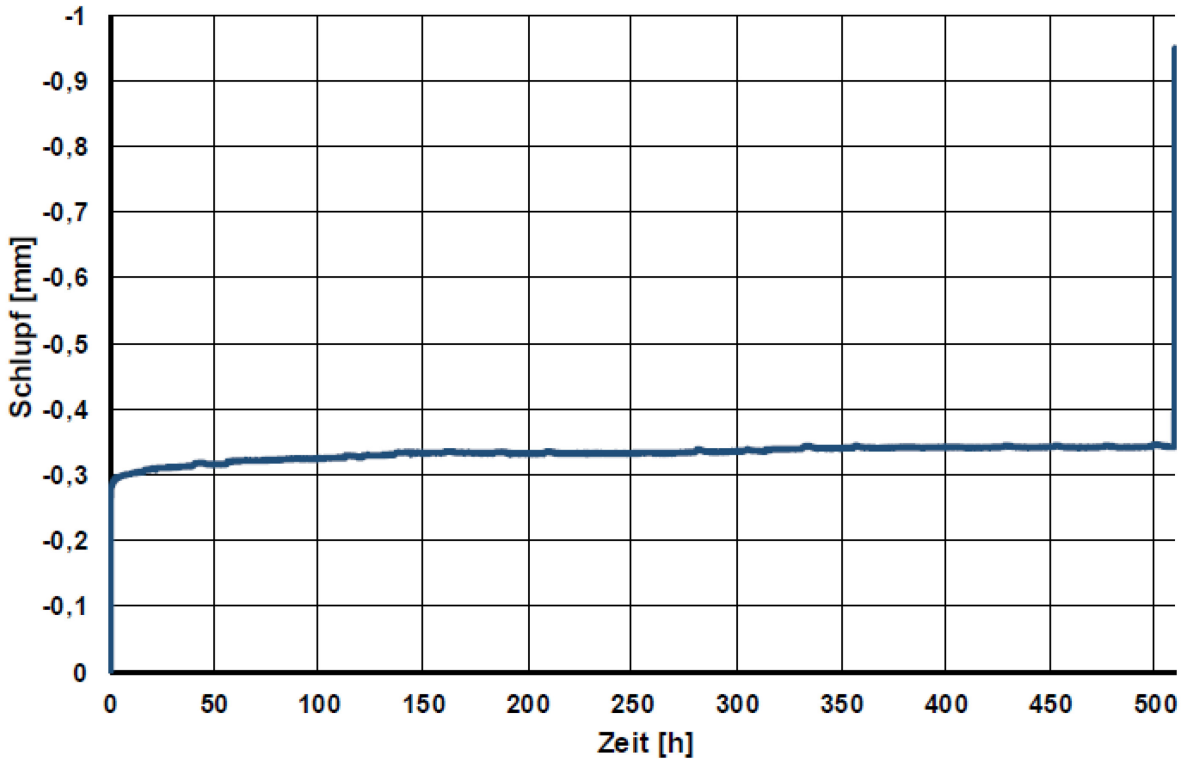
Durchbiegung über die Zeit, Träger B14, Feldmitte



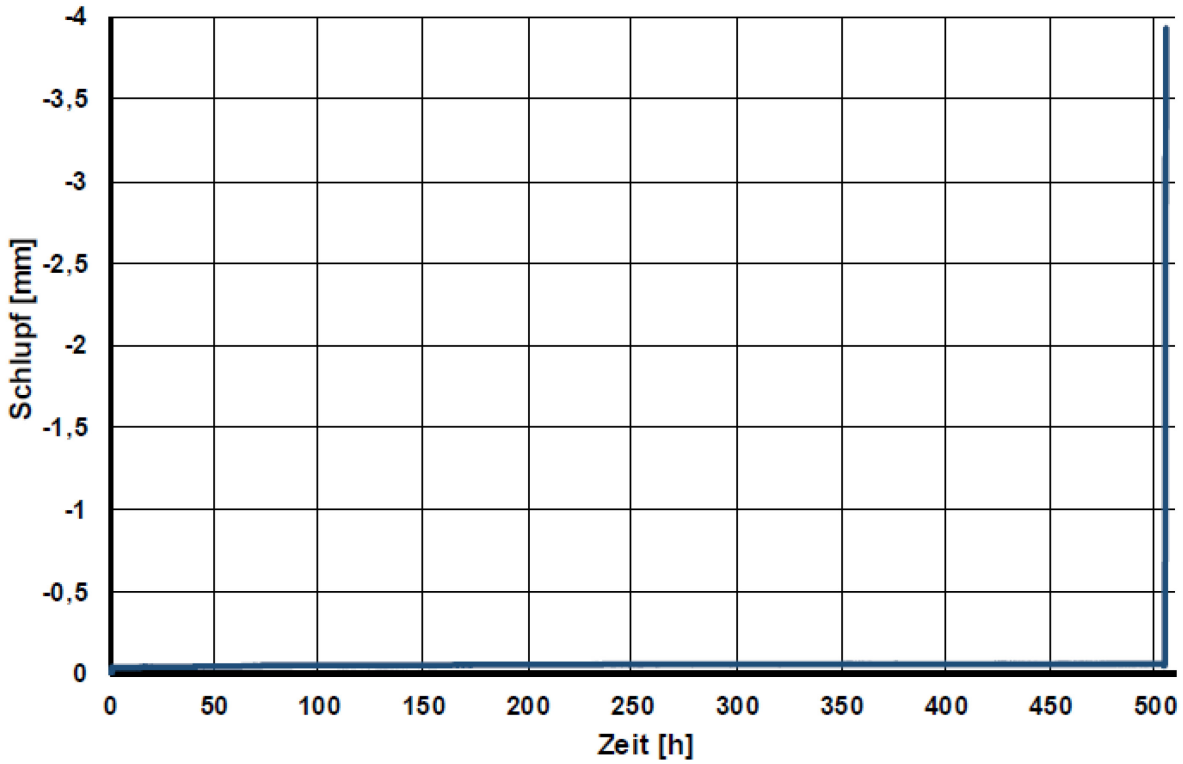
Durchbiegung über die Zeit, Träger B15, Feldmitte



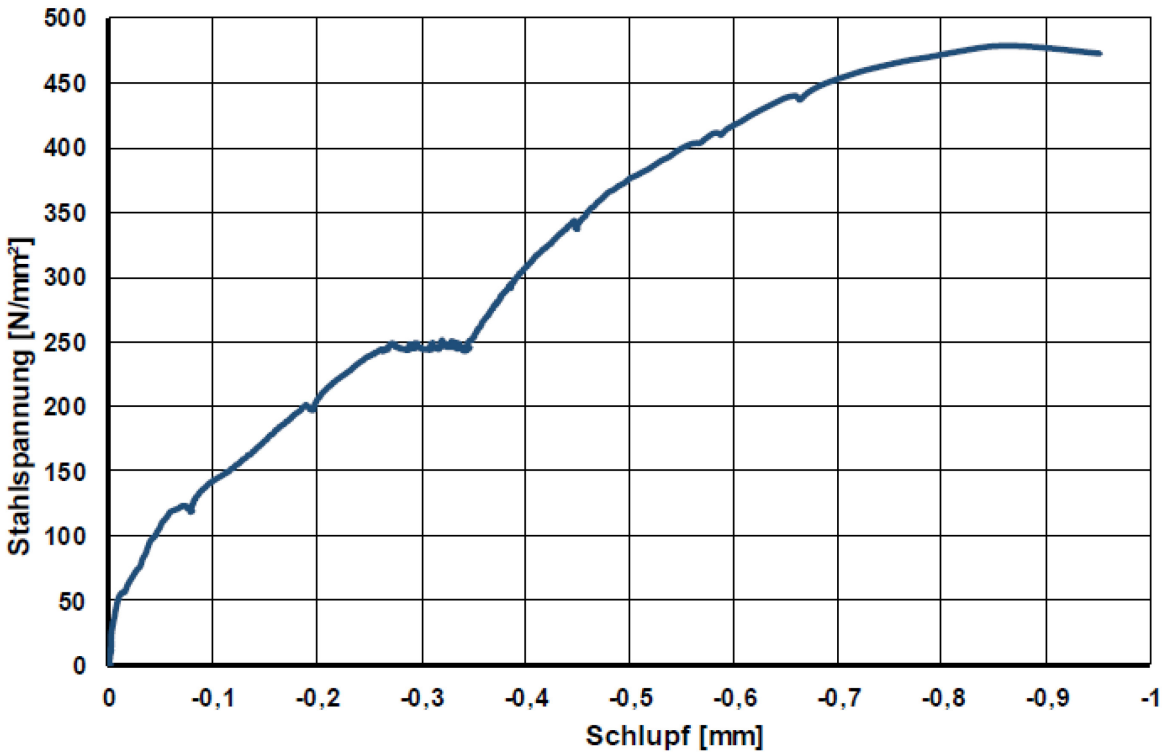
Schlupf über die Zeit, Träger B14



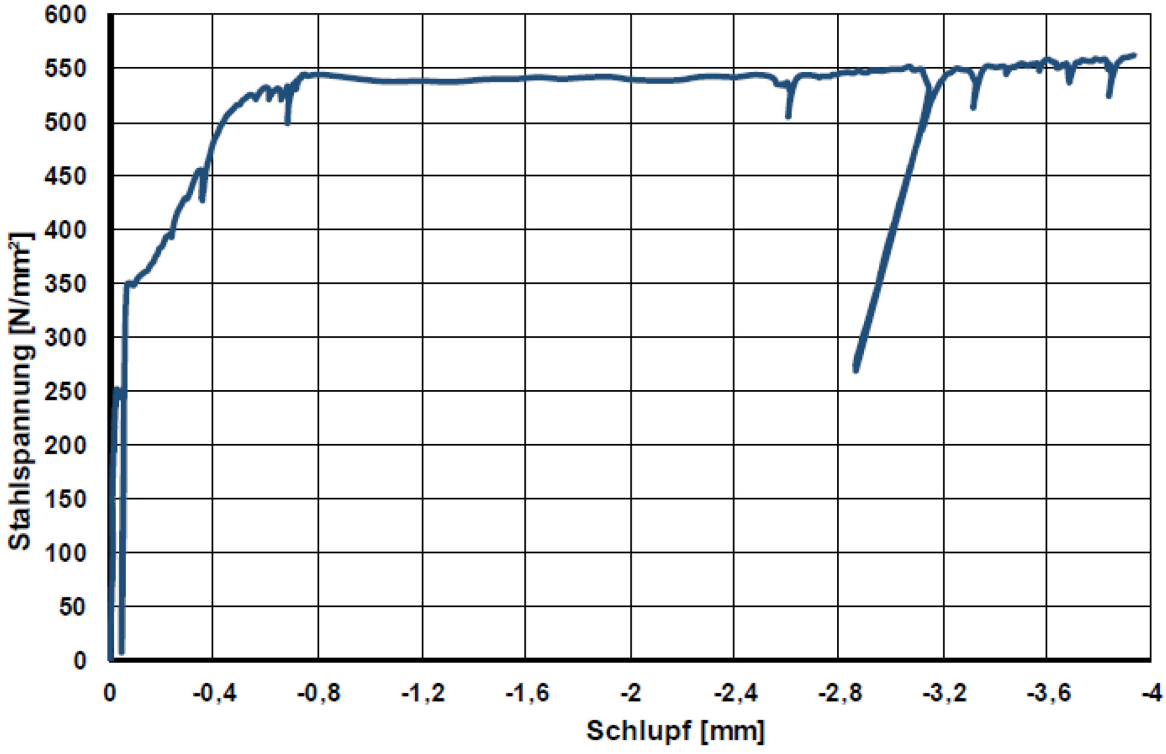
Schlupf über die Zeit, Träger B15



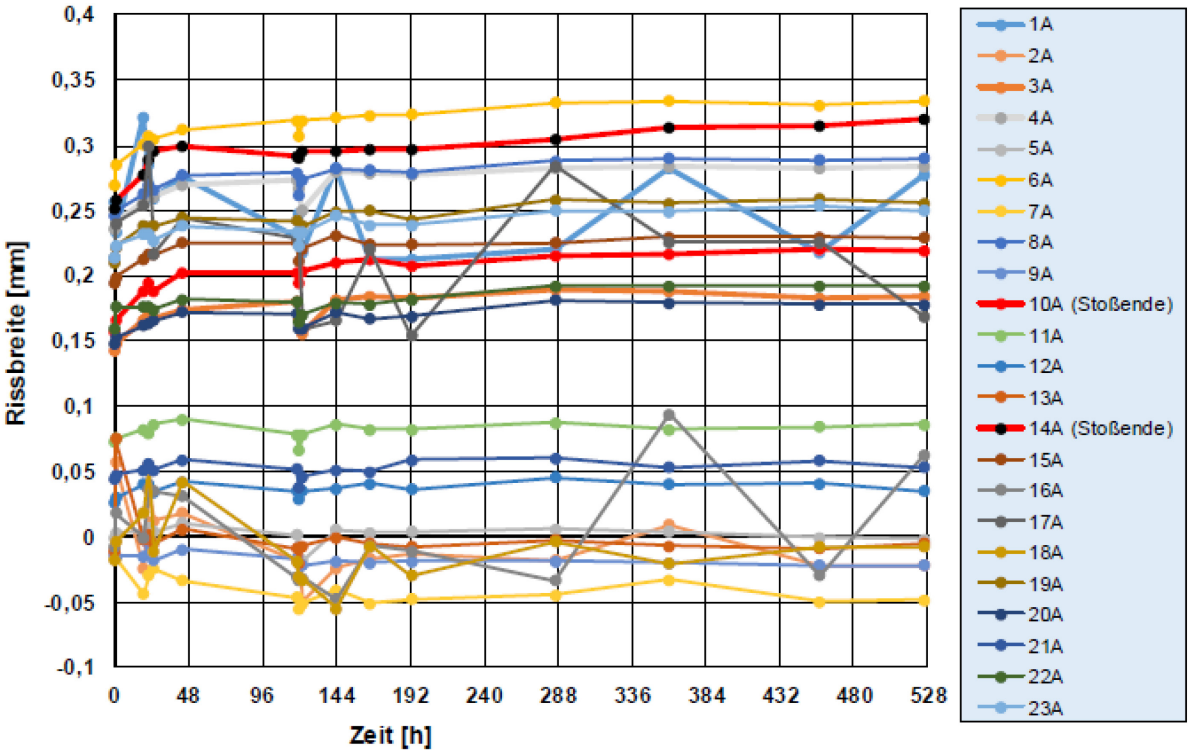
Stahlspannung/Schlupf, Träger B14



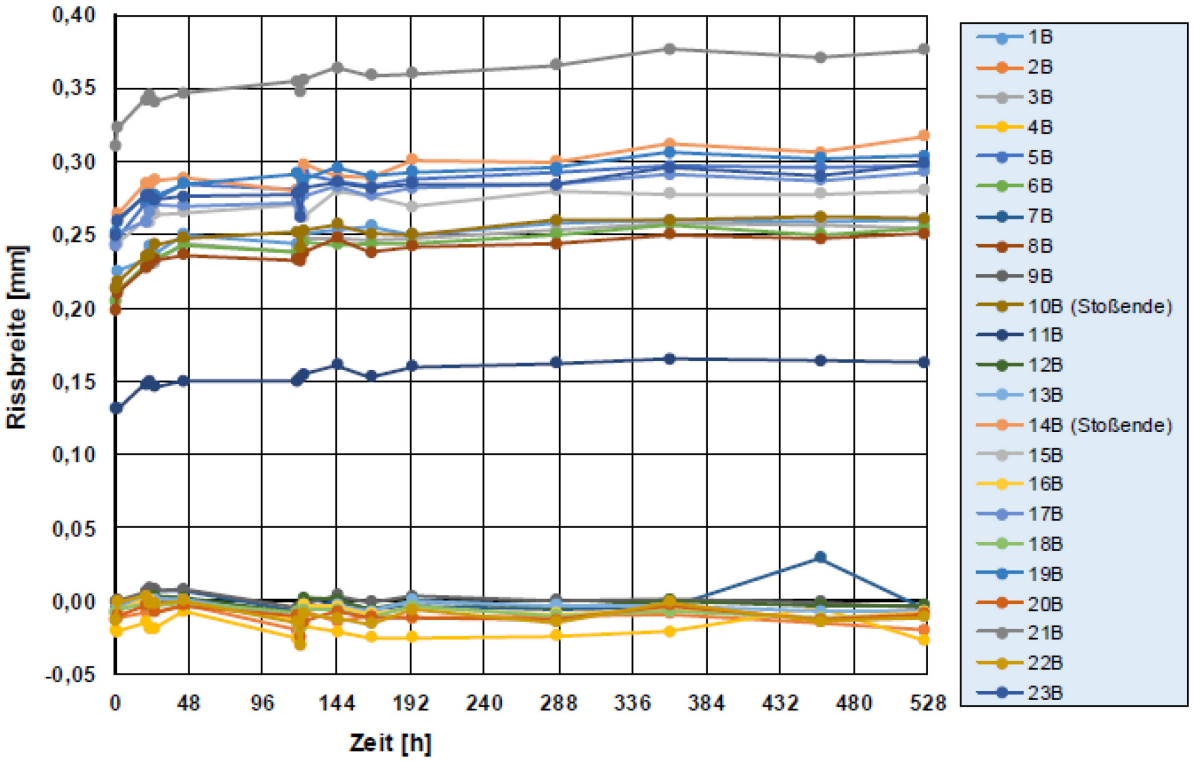
Stahlspannung/Schlupf, Träger B15



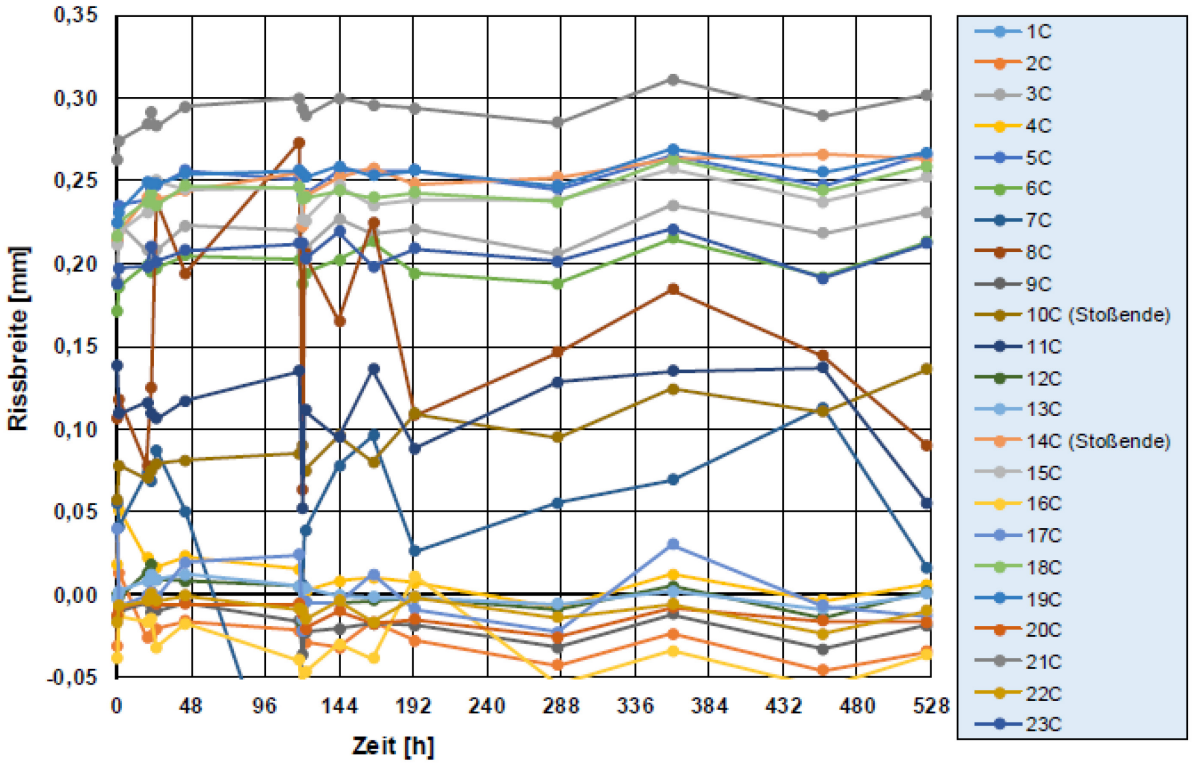
Rissbreiten B14 Spur A



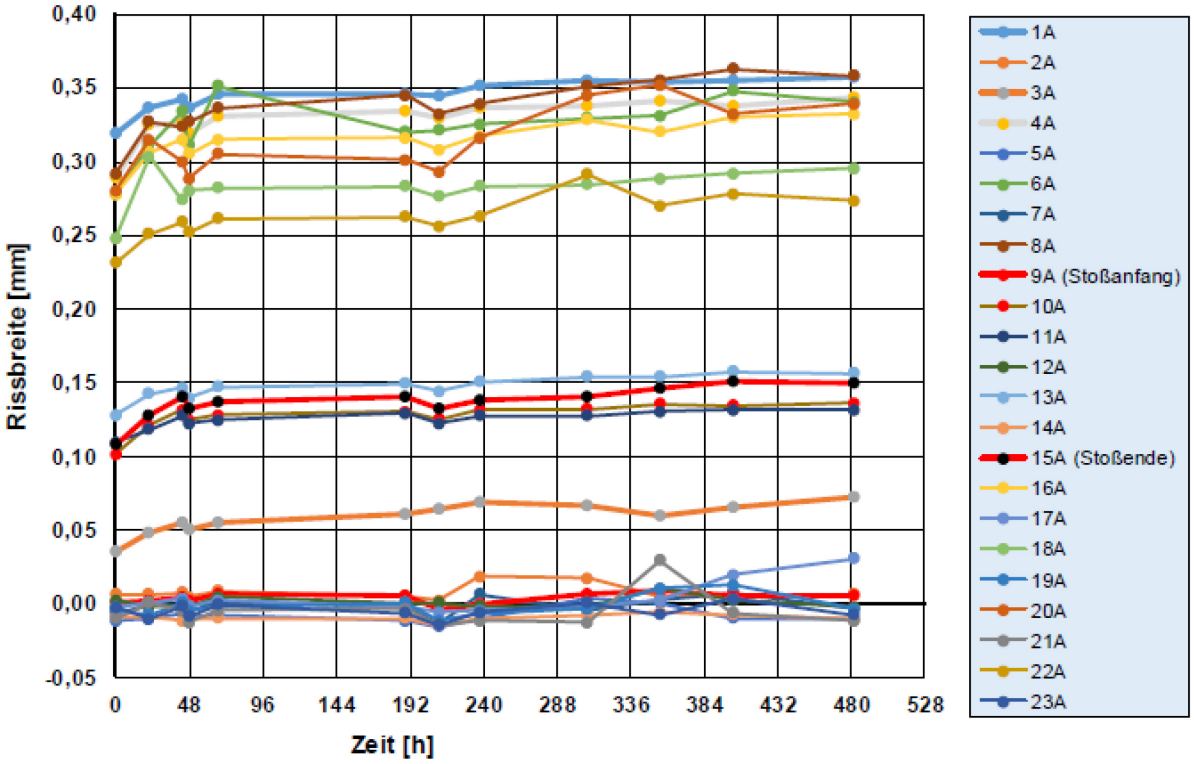
Rissbreiten B14 Spur B



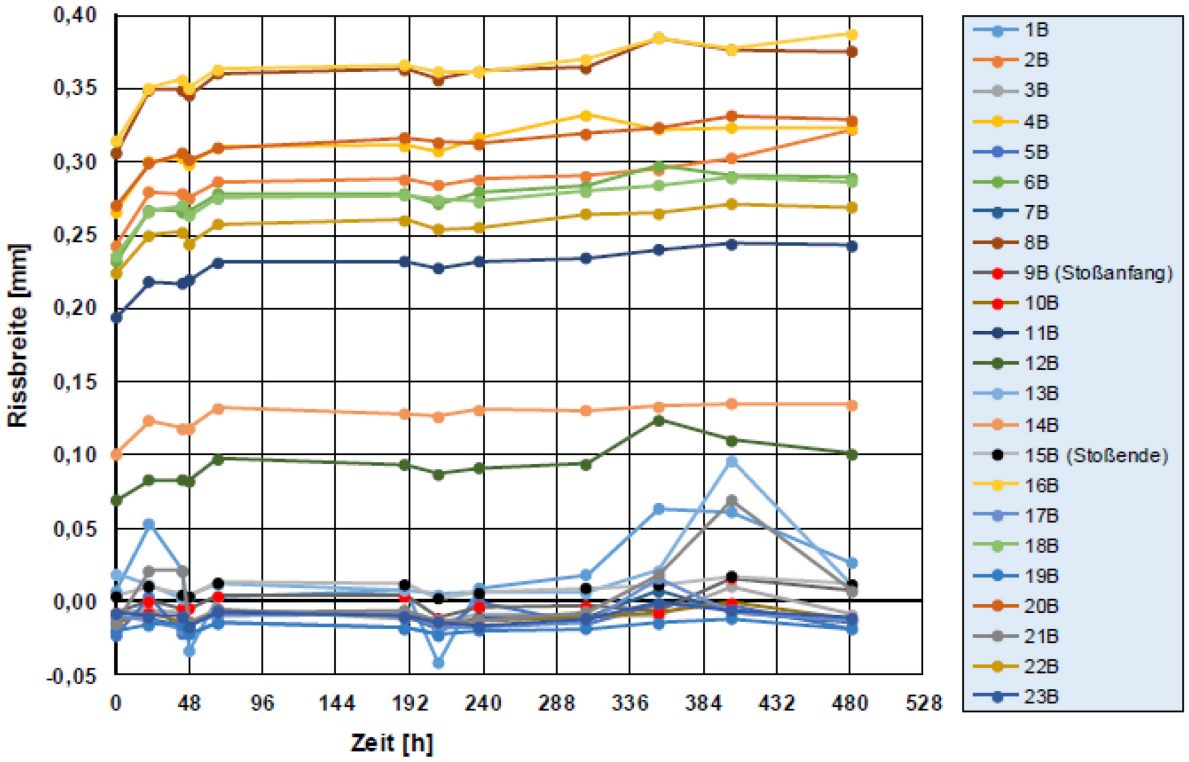
Rissbreiten B14 Spur C



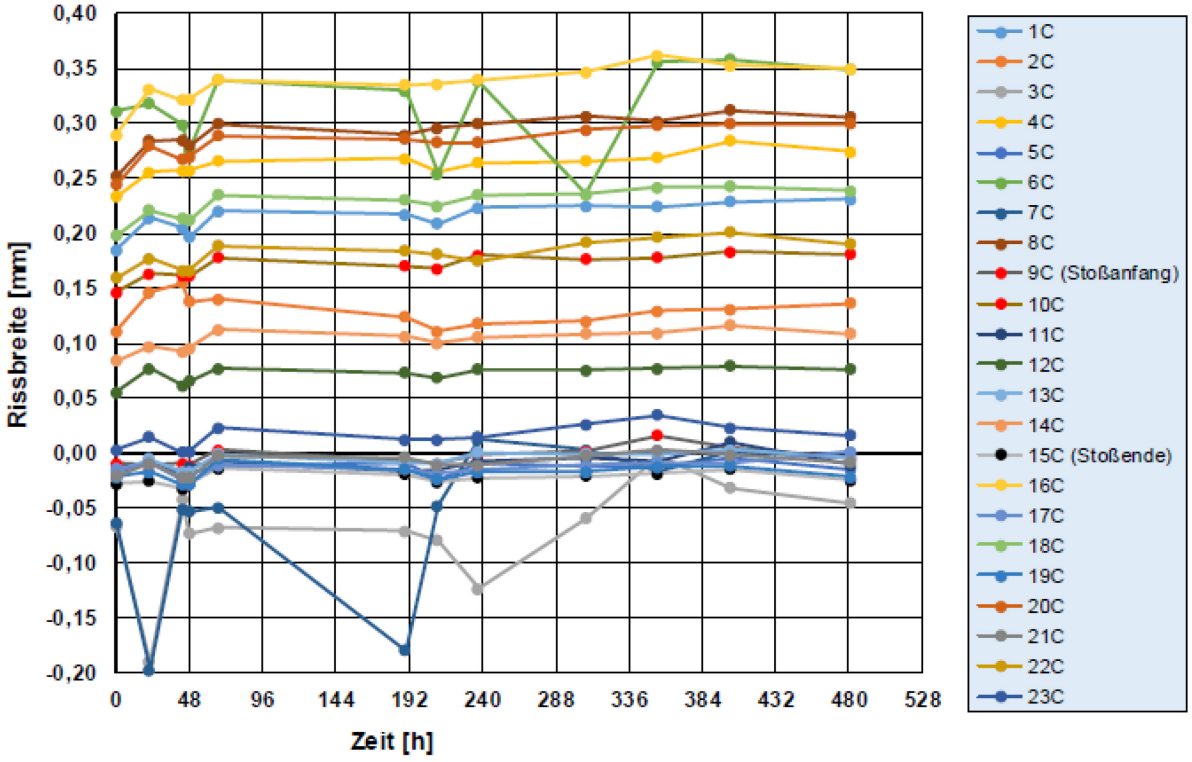
Rissbreiten B15 Spur A



Rissbreiten B15 Spur B

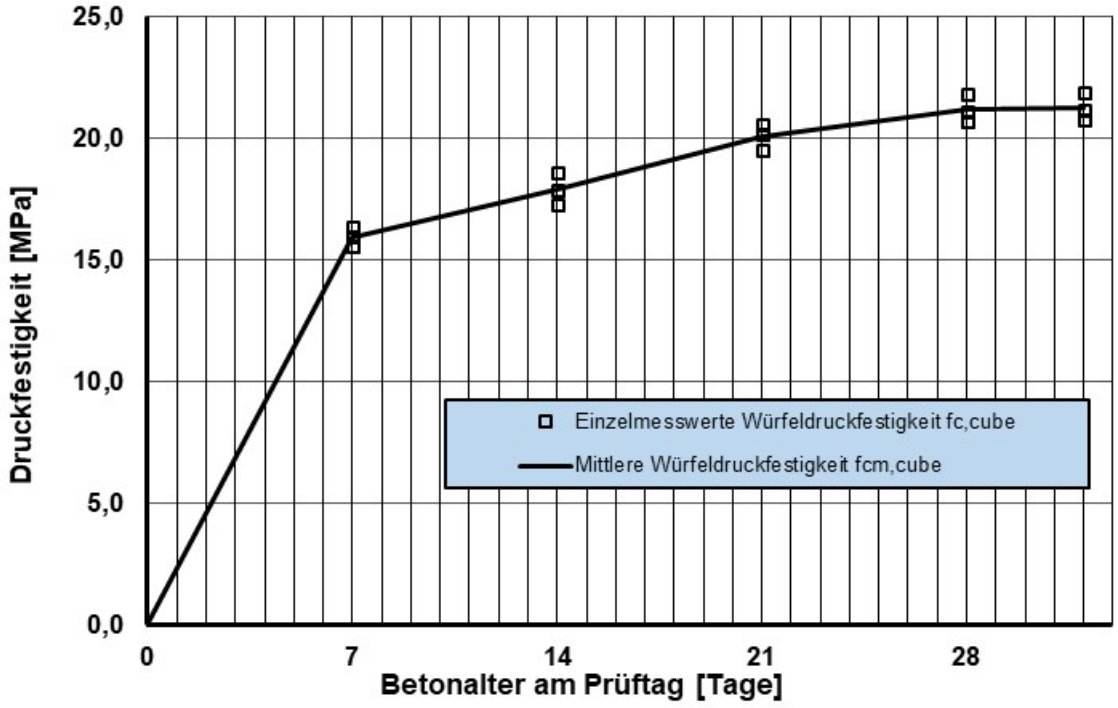


Rissbreiten B15 Spur C

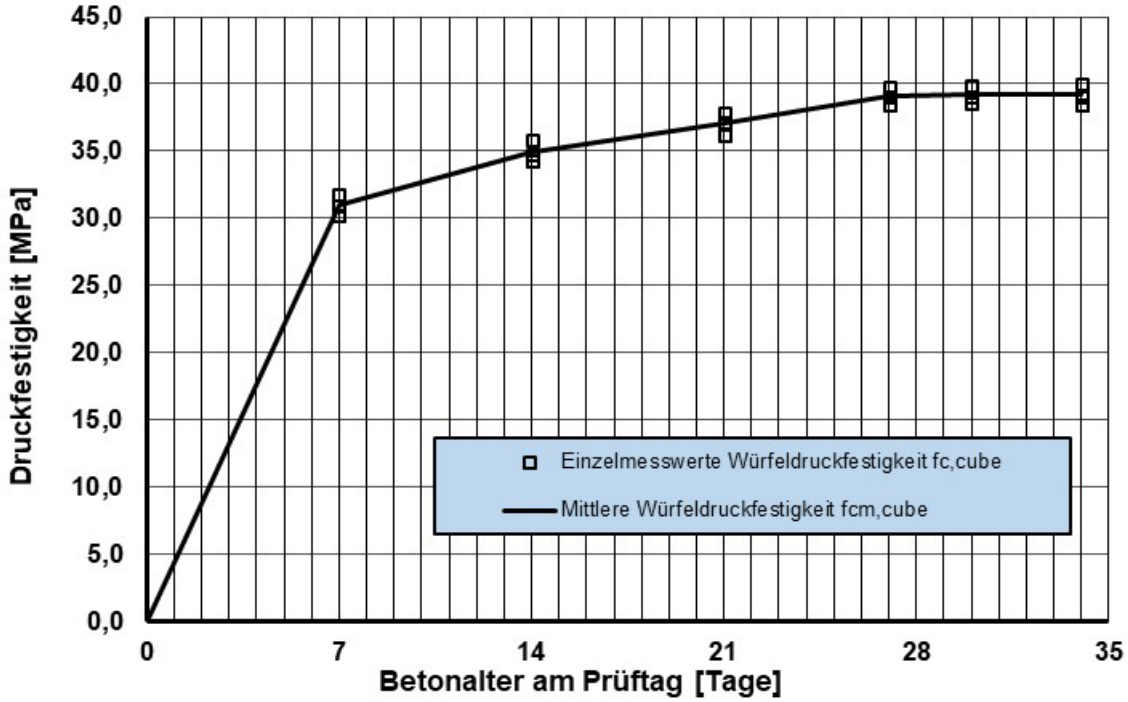


B.16 Entwicklung der Betonfestigkeiten der Chargen C1-C3, Balken B11-B13

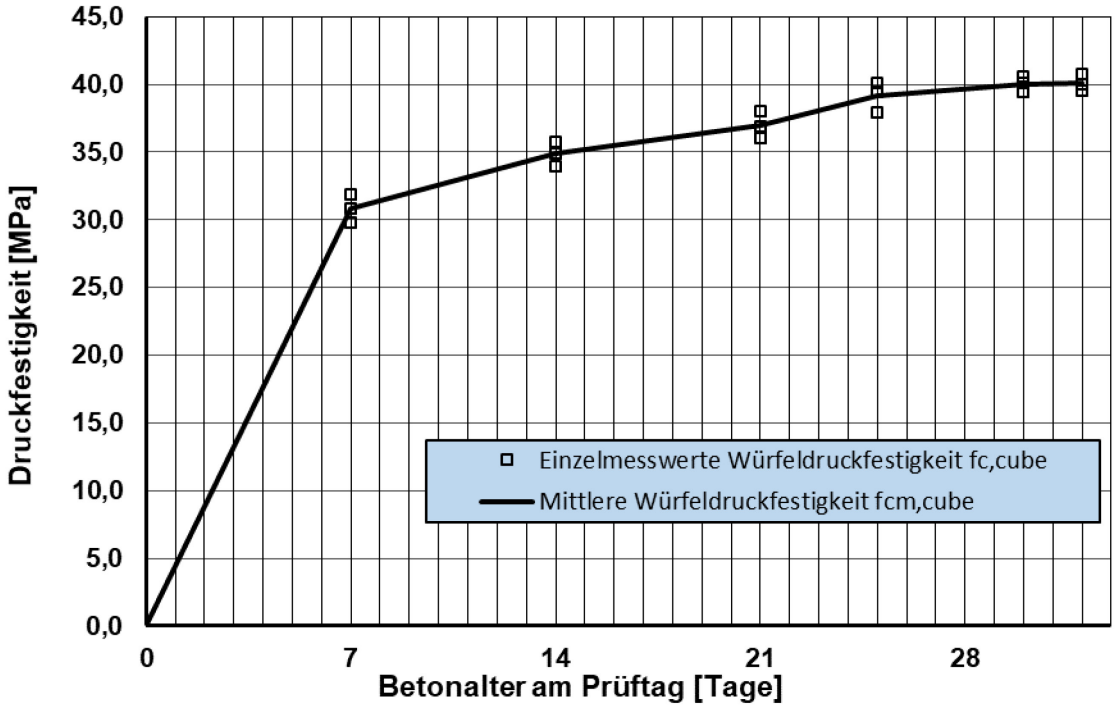
Charge 1



Charge 2

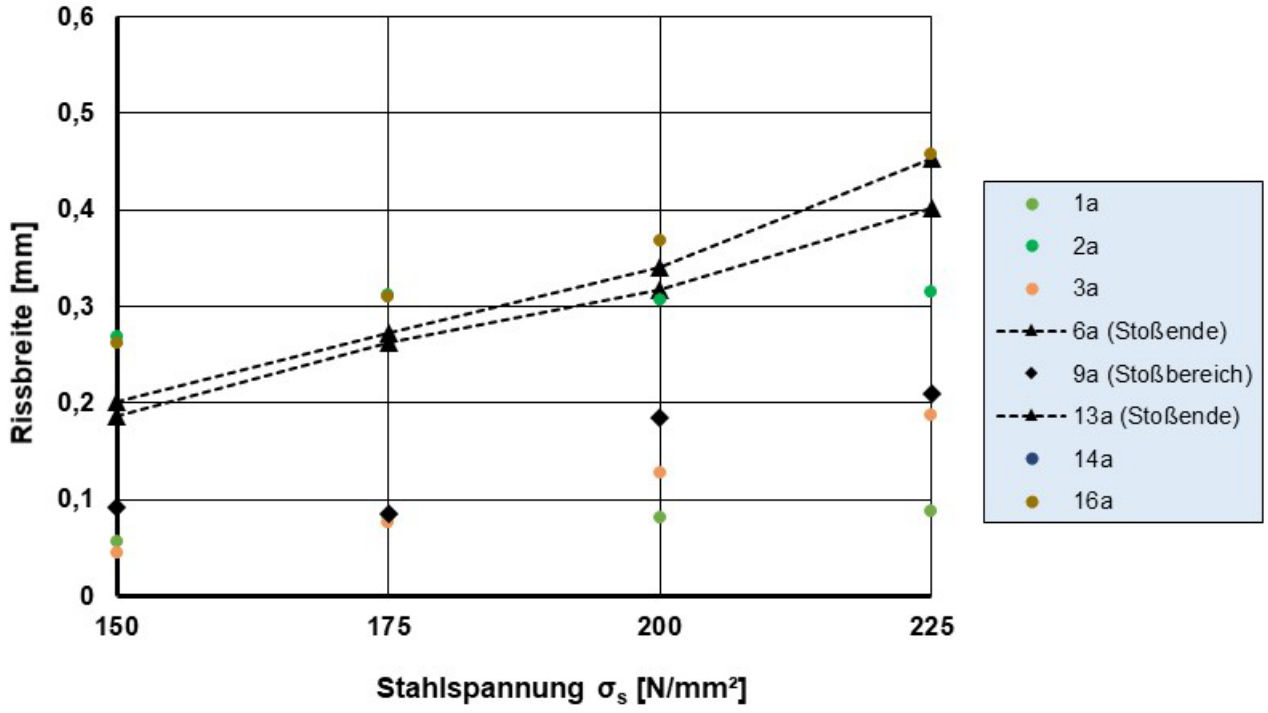


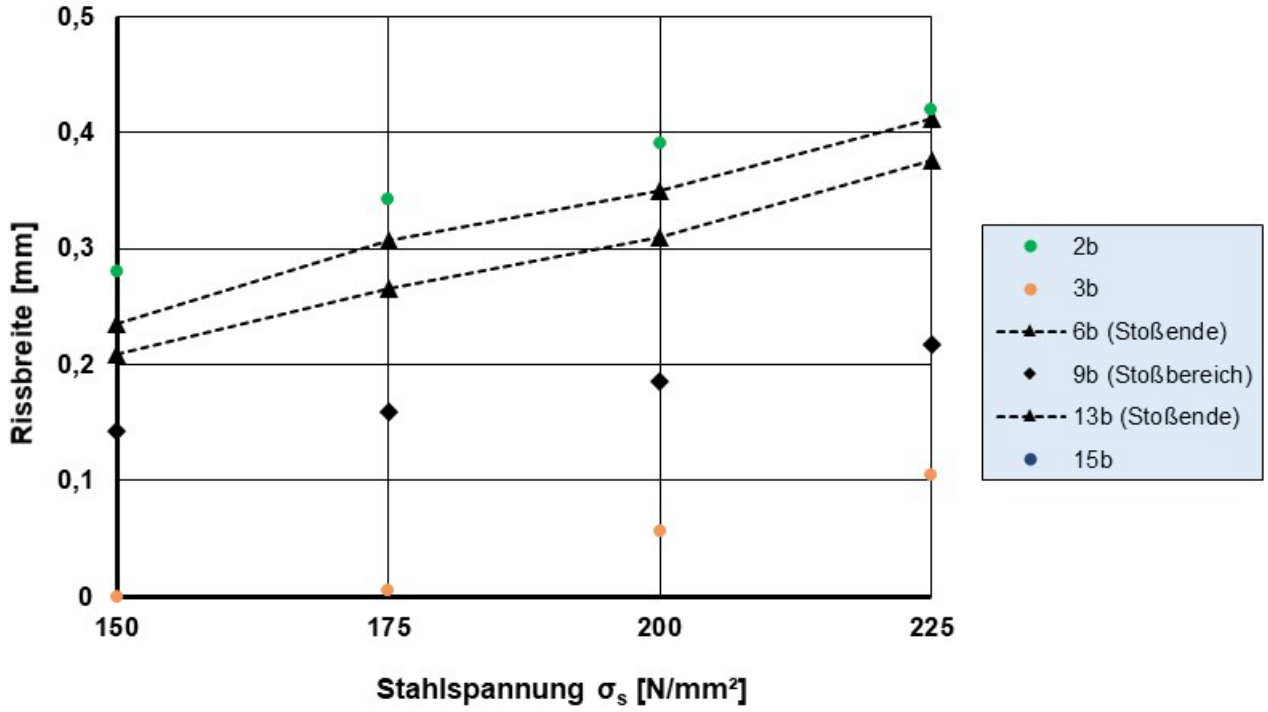
Charge 3


45,0
40,0
35,0
30,0
25,0
20,0
15,0
10,0
5,0
0,0
Druckfestigkeit [MPa]
0
7
14
21
28
Betonalter am Prüftag [Tage]
Einzelmesswerte Würfeldruckfestigkeit fc,cube
Mittlere Würfeldruckfestigkeit fcm,cube

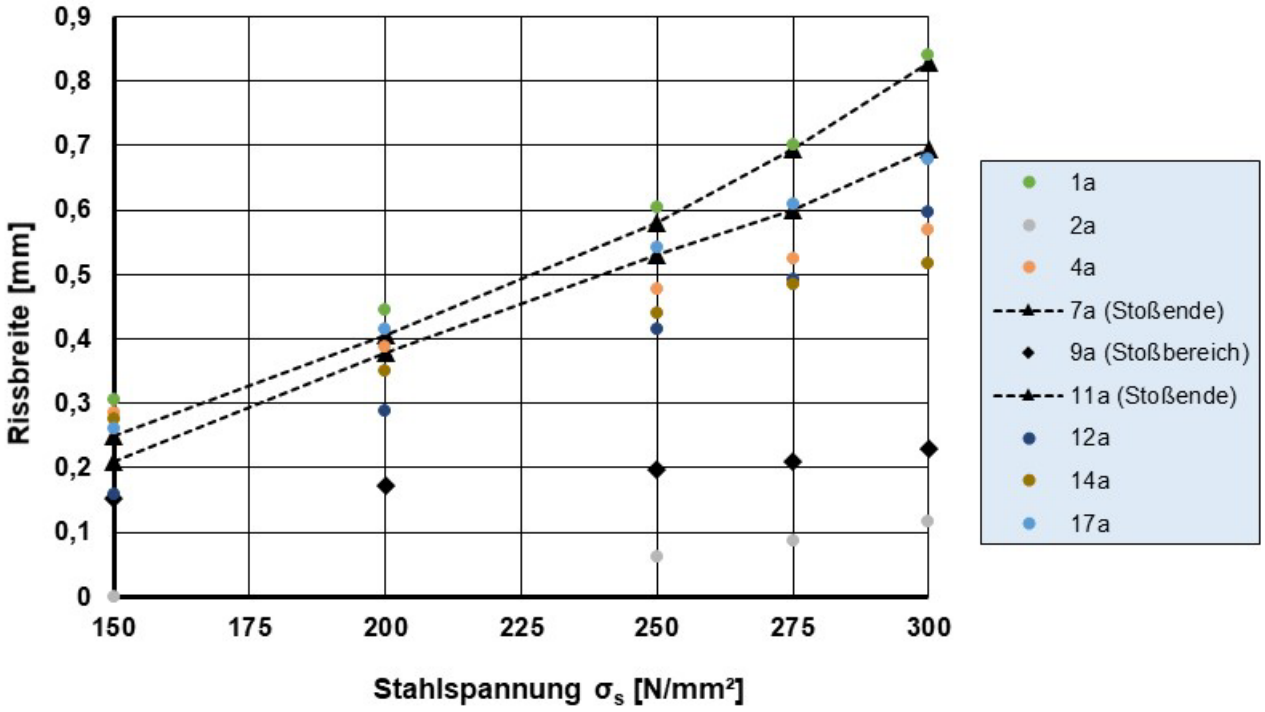
B.17 Ergebnisse Versuchsträger B11

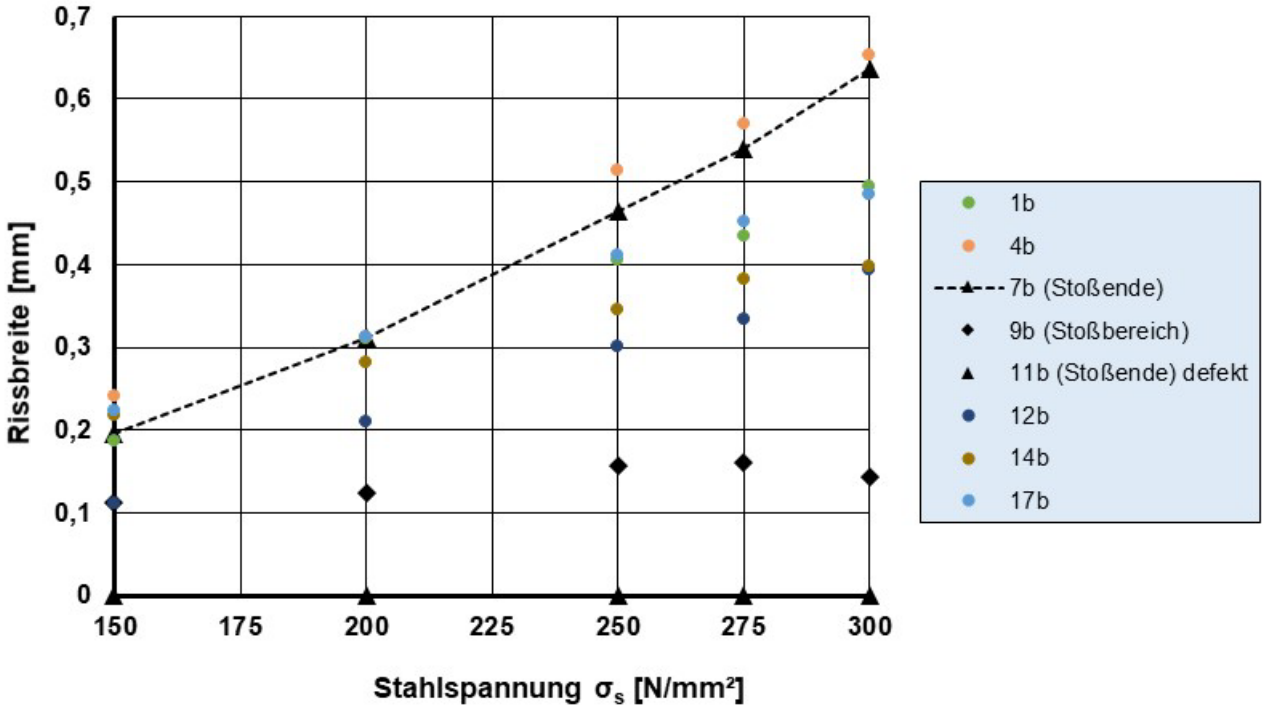
B11C1 Rissbreiten



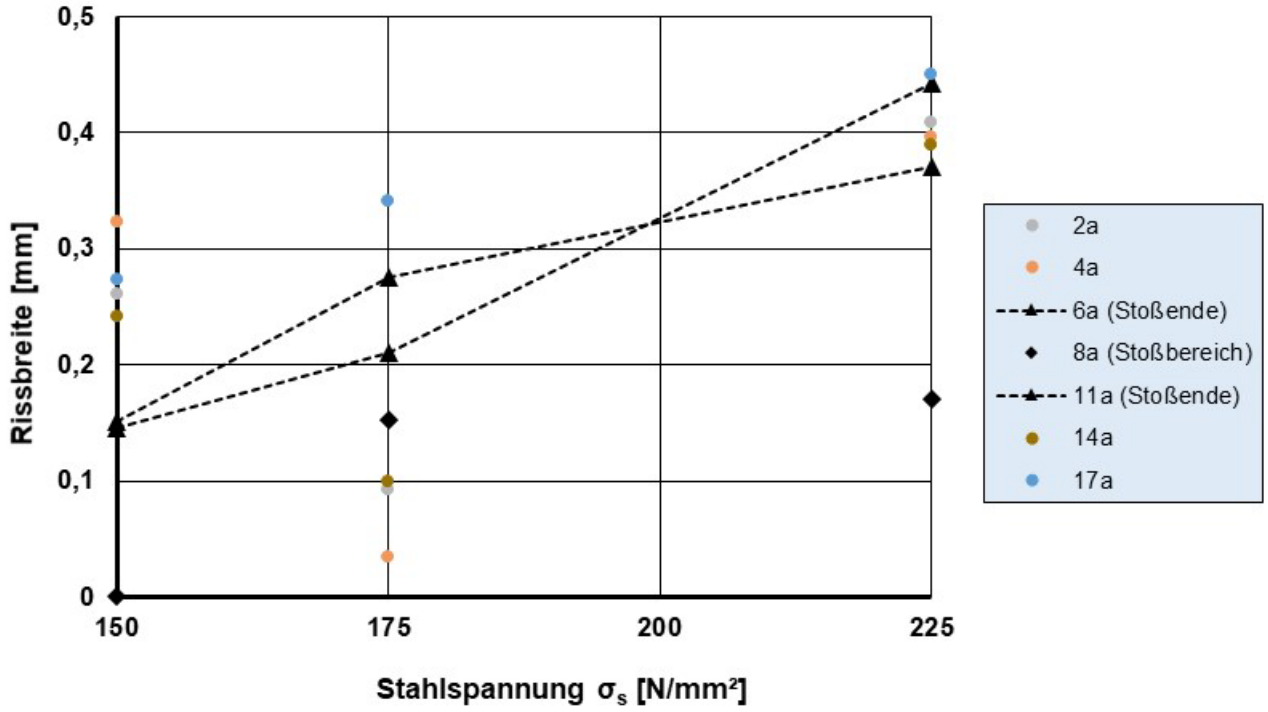


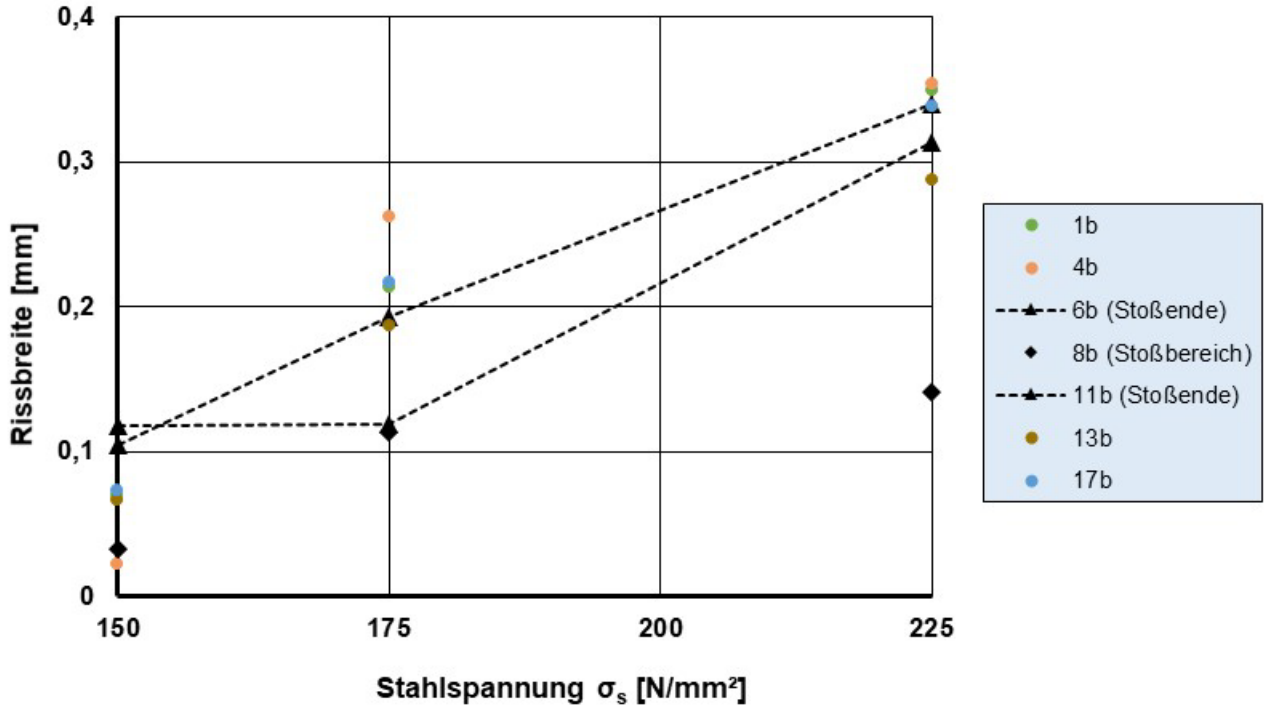
B11C2 Rissbreiten





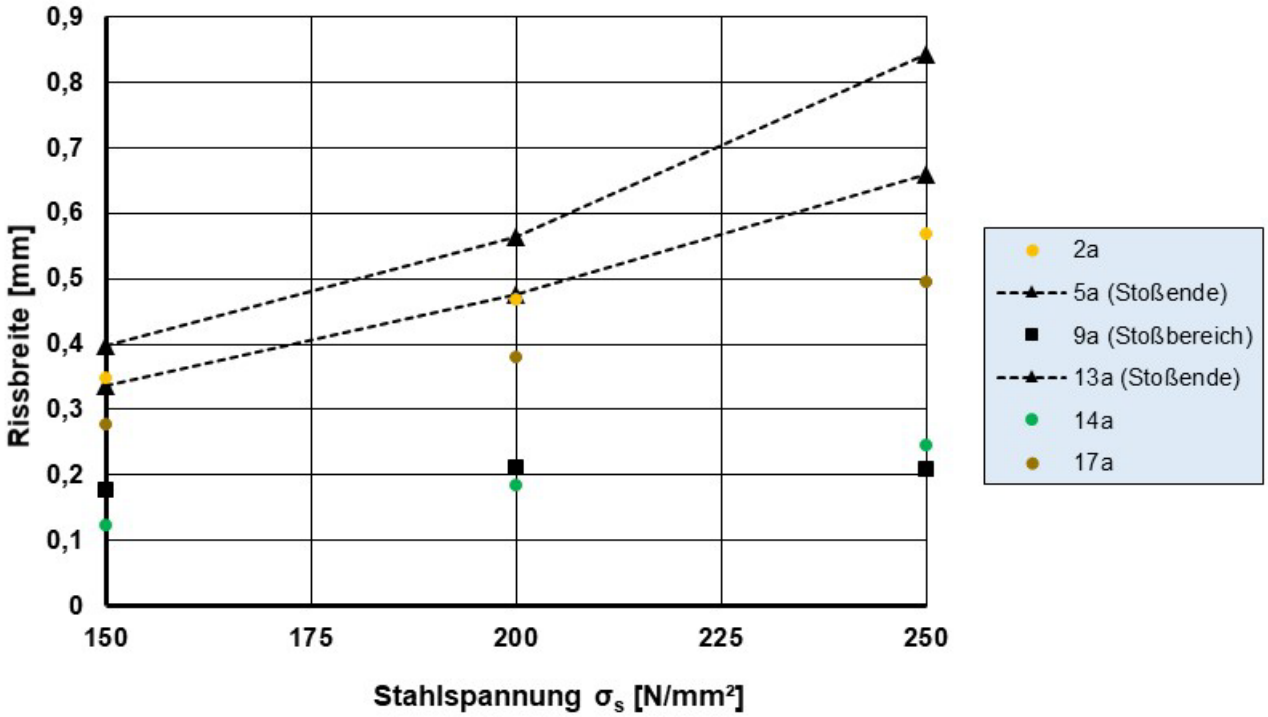
B11C3 Rissbreiten

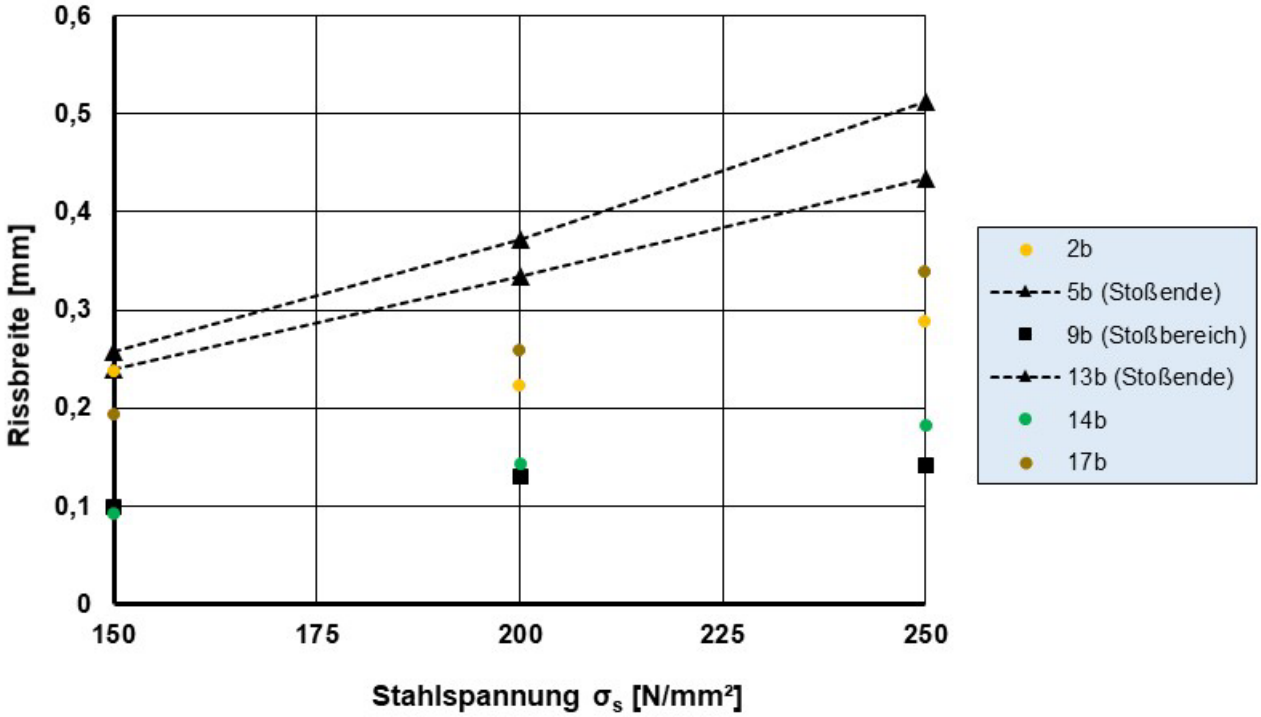




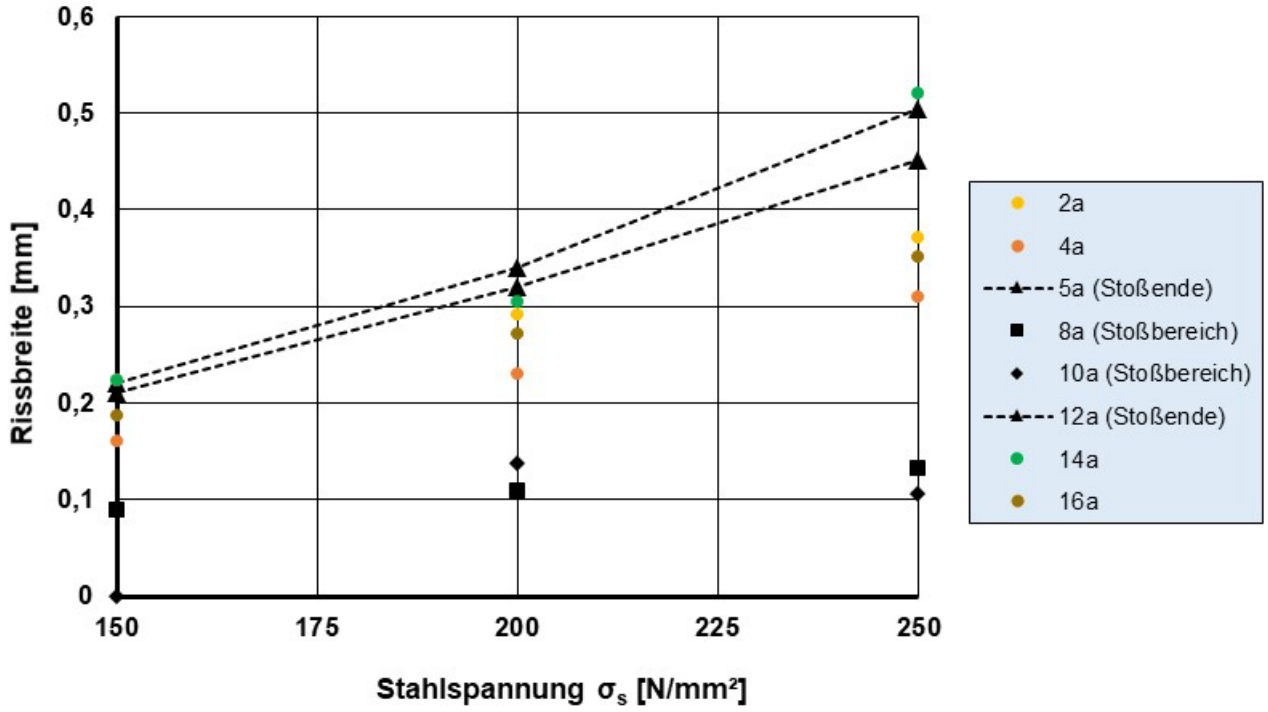
B.18 Ergebnisse Versuchsträger B12

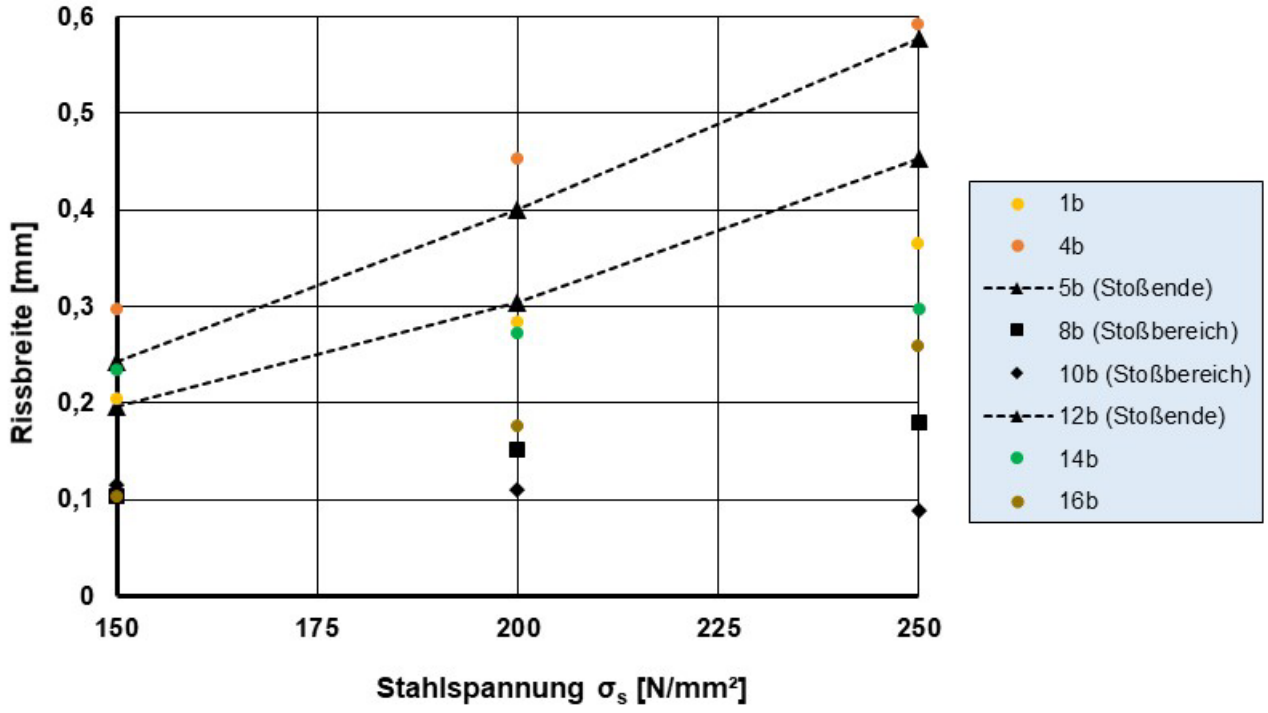
B12C1 Rissbreiten



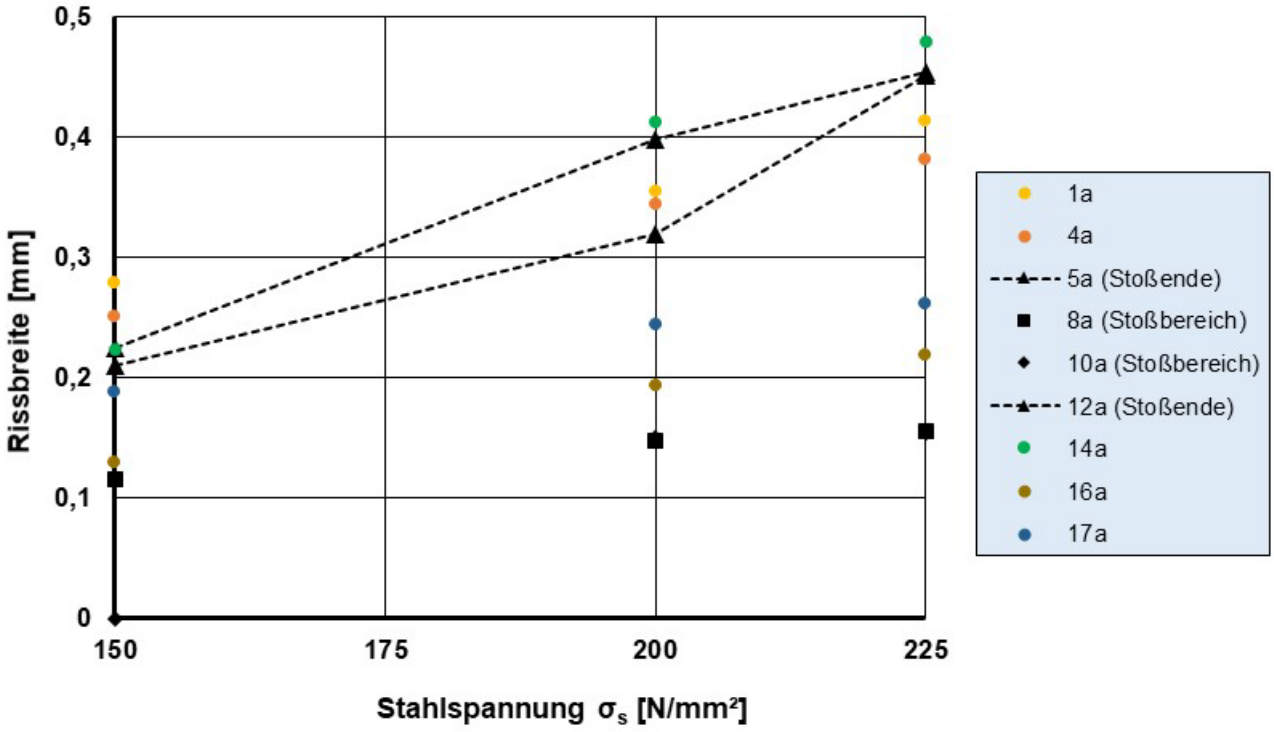


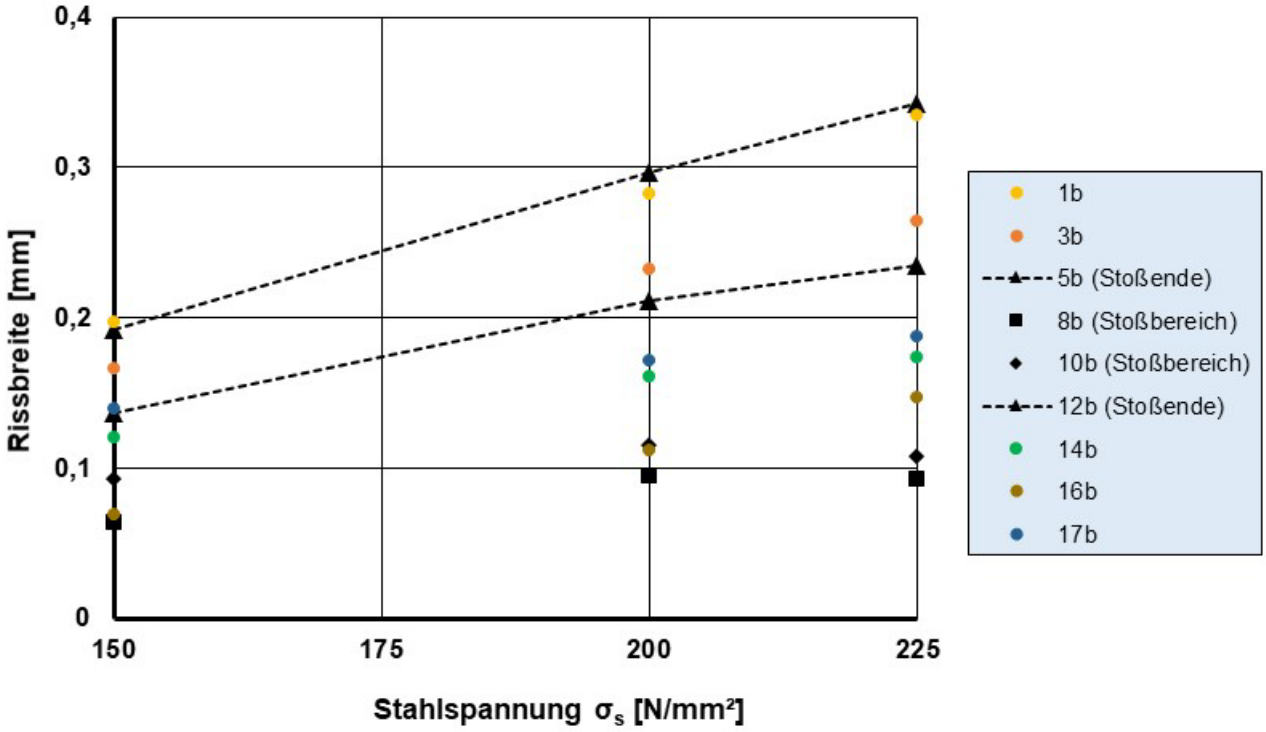
B12C2 Rissbreiten





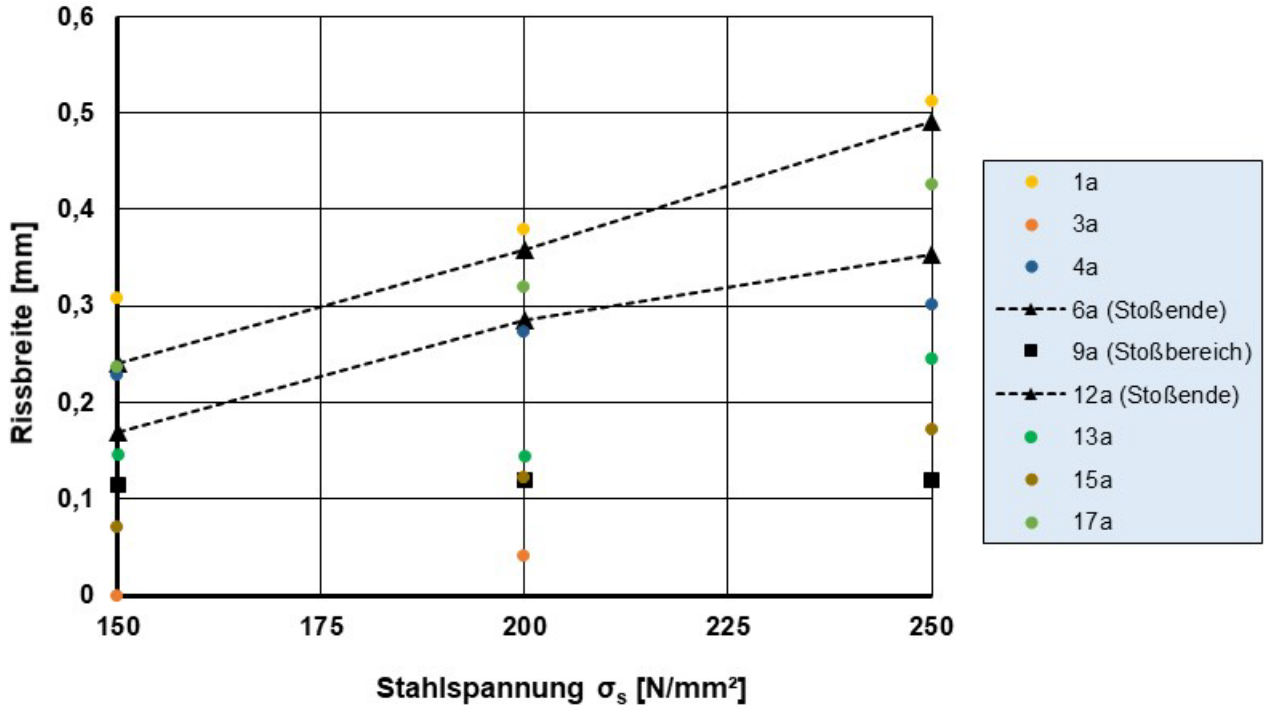
B12C3 Rissbreiten

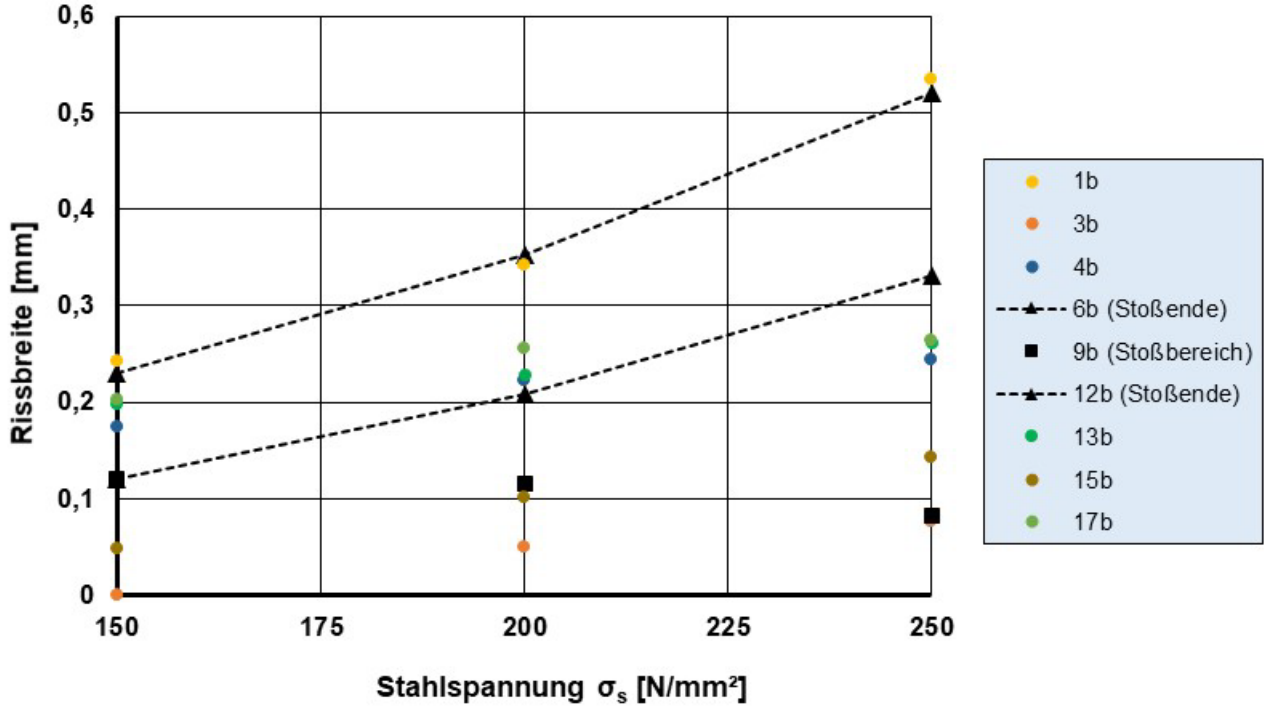




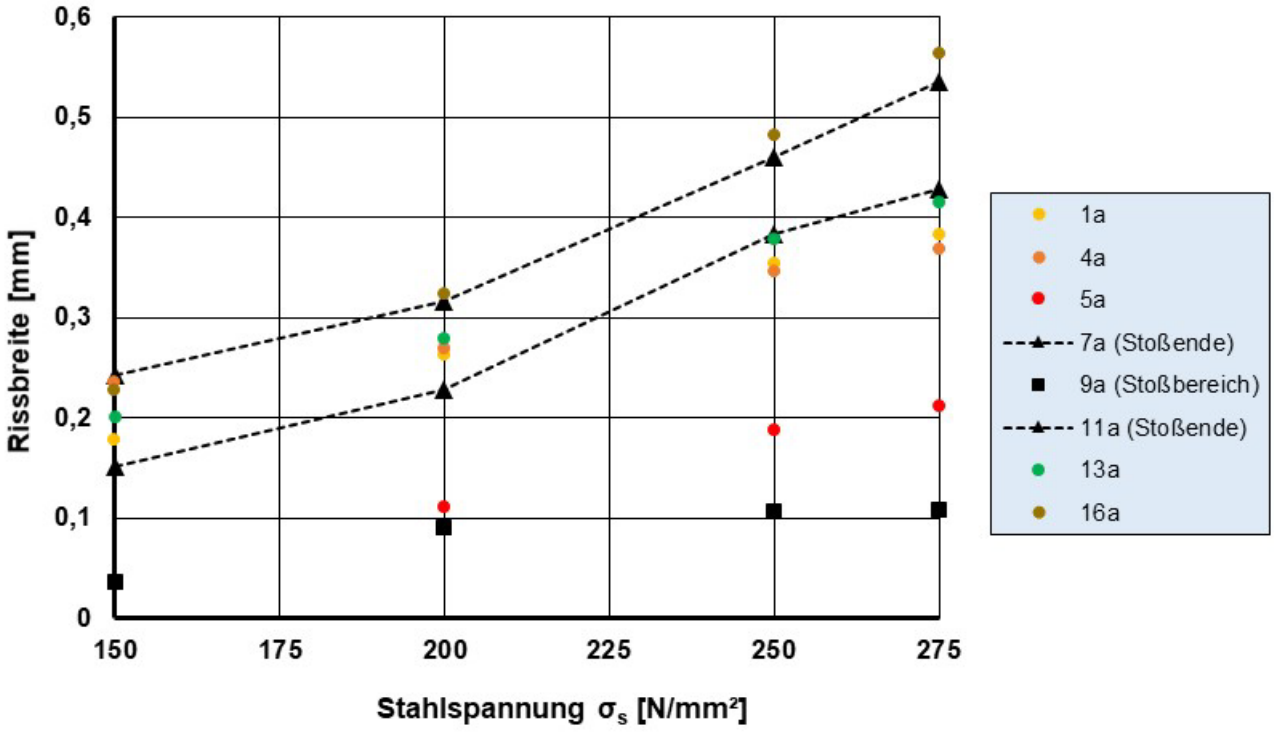
B.19 Ergebnisse Versuchsträger B13

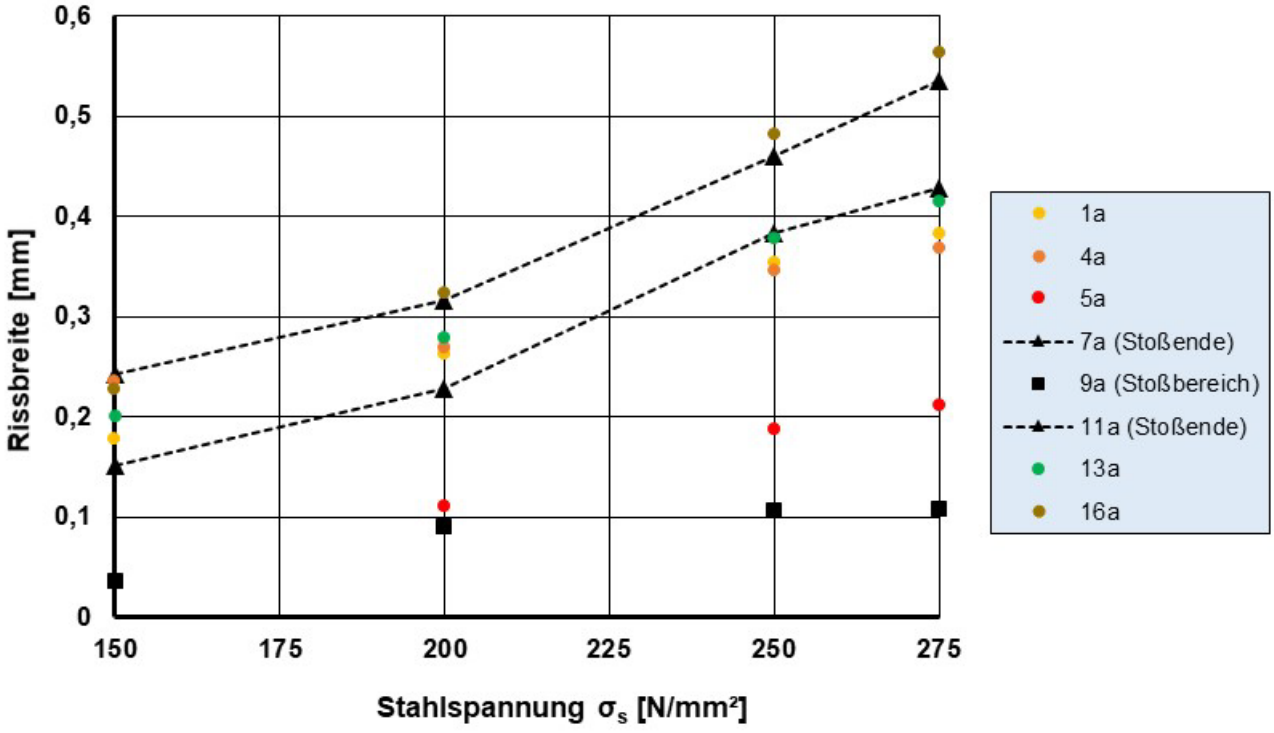
B13C1 Rissbreiten





B13C2 Rissbreiten





B13C3 Rissbreiten

