

Bewertung ausgewählter Konstruktionsdetails von Straßenbrücken unter Berücksichtigung der Ermüdung

Simon Bove

Mitteilungen

Bewertung ausgewählter Konstruktionsdetails von Straßenbrücken unter Berücksichtigung der Ermüdung

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

Vorgelegt von

Simon Bove

aus Stuttgart

Hauptberichter:

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Mitberichter:

Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummenhofer

Tag der mündlichen Prüfung: 27.01.2022

Mitteilung des Instituts für Konstruktion und Entwurf Nr. 2022-1

Simon Bove Bewertung ausgewählter Konstruktionsdetails von Straßenbrücken
unter Berücksichtigung der Ermüdung

Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Deutschland

Telefon: 0711 / 685 66245

Telefax: 0711 / 685 66236

Redaktion Gloria Hofmann, M.Sc.

D93

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart.

Frau Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Leiterin des Instituts für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart, danke ich sehr herzlich für das stets entgegengebrachte Vertrauen, Ihre langjährige Unterstützung und Ihr Engagement bei der Anfertigung dieser Arbeit sowie für die Übernahme des Hauptberichts.

Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummenhofer, Ordinarius für das Fachgebiet Stahl- und Leichtmetallbau und kollegiale Leitung der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT), bedanke ich mich für das Interesse an meiner Arbeit, die kritische Durchsicht und die Übernahme des Mitberichts.

Meinen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen danke ich für eine schöne Zeit am Institut mit vielen wertvollen Diskussionen und Gesprächen. Bei Herrn Oliver Schneider und den Mitarbeitern der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart darf ich mich für die konstruktive und tatkräftige Unterstützung bei der Vorbereitung und Durchführung der Versuche bedanken.

Ebenso gilt mein Dank allen Projektpartnern und Projektförderern, die die Durchführung der Projekte als Grundlage zur Erstellung dieser Arbeit ermöglicht haben.

Ebenfalls bedanke ich mich bei meinen Freunden für den fortwährenden Zuspruch und ihr Verständnis. Zudem haben sie zur richtigen Zeit und in angemessenem Maß für die notwendige Ablenkung und Abwechslung gesorgt.

Ein großer Dank gilt meiner Familie, die alle jederzeit hinter mir stehen und an mich glauben und mich damit immer wieder motivieren und unterstützen. Patrick danke ich von Herzen für seine unermüdliche, geduldige und aufmunternde Unterstützung. Insbesondere während der Fertigstellung der Arbeit war diese Unterstützung unschätzbar wertvoll. Der allergrößte Dank gebührt schließlich meiner Mutter. Ohne ihre unermüdliche Unterstützung wäre die vorliegende Arbeit nicht möglich gewesen. Ihr ist diese Arbeit gewidmet.

Stuttgart, Januar 2022

Simon Bove

Kurzdarstellung

Straßenbrücken müssen während ihrer Nutzung eine Vielzahl von Überfahrten durch Personen- und Schwerlastverkehr überstehen und unterliegen somit hohen Anforderungen an die Ermüdungsfestigkeit. Zwei ausgewählte Tragsysteme für Straßenbrücken aus Stahl stehen deshalb im Mittelpunkt dieser Arbeit.

Bei dem ersten ausgewählten Tragsystem handelt es sich um geschweißte dickwandige K-Knoten aus Rundhohlprofilen, wie sie beispielsweise in Stahlverbundstraßenbrücken mit Hohlprofilfachwerk zum Einsatz kommen. Für die Bemessung von dickwandigen K-Knoten ($\gamma > 12; t_0 > 8\text{mm}$) gibt es jedoch noch keine bauaufsichtlich eingeführten Regeln. Vor allem für die Nachweise im Grenzzustand der Ermüdung, die nicht selten auf der Basis des Strukturspannungskonzeptes geführt werden müssen, existieren bisher keine Regeln. Demzufolge ist die erste Zielsetzung dieser Arbeit, einen normungsgerechten Vorschlag für die ansetzbaren Ermüdungsfestigkeiten für K- und KK-Knoten mit Spalt auf Nenn- und Strukturspannungsniveau herzuleiten. Dazu wurde eine Vielzahl an Versuchsdaten, einschließlich der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Ermüdungsversuche, statistisch ausgewertet. Der Maßstabeffekt wurde berücksichtigt und der zugehörige Anwendungsbereich definiert. Die erarbeiteten Ergebnisse werden auch bei der Entwicklung der bevorstehenden neuen Normengeneration des Eurocode 3 berücksichtigt. Ein weiteres Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung von praxisnahen Empfehlungen zur Ausführung der Schweißnahtgeometrie von K-Knoten. Anhand von 27 Ermüdungsversuchen an einzelnen K-Knoten mit gezielter Wurzelspaltgröße und Nahtform konnten die Einflüsse von Schweißnahtunregelmäßigkeiten und Schweißnahtausbildung quantifiziert werden. Die Ergebnisse dieser Arbeit sind auch in eine DASt-Richtlinie eingeflossen, mit der ausführenden Firmen für eine wirtschaftliche Gestaltung der Schweißnähte eine Absicherung gegeben werden soll. Schweißnahtunregelmäßigkeiten, die einen bestimmten Wert nicht übersteigen und die bisher ansonsten aufwendig zu reparieren gewesen sind, können somit im Inneren der Hohlprofilknoten verbleiben. Werden jedoch ggf. nicht mehr vernachlässigbare Schweißnahtunregelmäßigkeiten detektiert, wird im Rahmen dieser Arbeit eine vereinfachte Möglichkeit vorgestellt, die Schweißnahtwurzelpunkte nachzuweisen bzw. den Nachweis gegen ein Schweißnahtversagen auf Grundlage des Strukturspannungskonzeptes durchzuführen. Für Unternehmen des Stahlbaus im Brücken-, Kran- und Hochbau bzw. für Offshore-Projekte oder Windkraftanlagen wird so eine Möglichkeit gegeben, besonders wirtschaftlich zu fertigen. Darüber hinaus sind Ingenieurbüros durch eine normungsgerechte Erweiterung der ausführbaren Hohlprofilknotengeometrien nicht mehr auf aufwändige Sonderlösungen mit Rippenaussteifungen u.ä. angewiesen.

Das zweite ausgewählte Tragsystem umfasst Straßenbrücken mit orthotropen Stahlfahrbahnplatten. Viele dieser Stahlbrücken, darunter auch große Autobahnbrücken, wurden in den 1960er bis 1980er Jahren errichtet und weisen inzwischen gravierende Ermüdungsschäden auf. Der Großteil dieser Stahlbrücken wird heute noch genutzt und nimmt darüber hinaus Schlüsselstellungen

in der umgebenden Infrastruktur ein. Aufgrund der besonderen Wichtigkeit der Brücken für den jeweiligen Standort muss ein Ausfall verhindert, aber auch eine Teilspernung vermieden werden. Ein weiteres Ziel dieser Arbeit ist es deshalb, eine Sanierungslösung für Schäden der Kategorie 2 zu untersuchen, die bei möglichst geringem Eingriff in den laufenden Verkehr robust und dauerhaft ist. Der Fokus liegt hierbei auf geschraubten Lösungen, da diese mehrere Vorteile gegenüber einer geschweißten Sanierungsmaßnahme bieten, wie z. B. der Wegfall vorbereitender Maßnahmen (keine Einhausungen, keine Verkehrssperrungen etc.). Die betrachtete Sanierungslösung sieht darüber hinaus den Einsatz sogenannter Blindniete vor, die deshalb im Rahmen dieser Arbeit ebenfalls Gegenstand der Untersuchungen sind. Hierzu wurde das Ermüdungsverhalten drei unterschiedlicher Blindniettypen experimentell untersucht und quantitativ nutzbare Ermüdungsfestigkeiten hergeleitet. Mit Hilfe experimenteller und numerischer Untersuchungen wurde anschließend die eigentliche Sanierungslösung näher beleuchtet. Dabei zeigen die Ergebnisse, dass eine dauerhafte Sanierungslösung unter Verwendung von Blindnieten sehr gut möglich ist und die Anwendung von geschweißten Sanierungsmaßnahmen erfolgreich vermieden werden kann. Die abschließend erarbeiteten Bemessungs- und Konstruktionsempfehlungen erleichtern außerdem die praktische Umsetzung der Sanierungslösung und ermöglichen darüber hinaus einen vereinfachten Ermüdungsnachweis auf Basis des Nennspannungskonzeptes. Die in dieser Arbeit und in den zugrundeliegenden Forschungsvorhaben erzielten Ergebnisse an der betrachteten Sanierungslösung waren so vielversprechend, dass zum einen als Pilotmaßnahme einzelne Schäden an der Rheinbrücke Leverkusen und zum anderen die Berliner Brücke bei Duisburg entsprechend der entwickelten Sanierungslösung saniert wurden.

Abstract

Steel road bridges have to withstand a large number of crossings of passenger and heavy-duty traffic during their use and are thus subject to high demands on fatigue strength. Therefore two chosen structural systems for steel road bridges will be focused on in this thesis.

The first chosen structural system are welded, thick-walled K-joints made of circular hollow sections, such as those used in steel-concrete composite road bridges with hollow section trusses. However, the existing design rules cover only K-joint geometries with $\gamma > 12$ or $t_0 > 8$ mm. Especially for the design in the fatigue limit state, which often have to be carried out on the basis of the hot spot stress method, there are no rules so far. Accordingly, the first objective of this thesis is to derive a standardization-compliant proposal for the applicable fatigue strengths of gapped K- and KK-joints on the nominal and structural stress level. For this purpose, a large number of test data, including the fatigue tests carried out in the context of this work, were statistically evaluated. The scale effect was taken into account and the associated scope of application was defined. The results obtained will also be taken into account in the development of the forthcoming new generation of Eurocode 3. Another aim of this thesis is the development of practical recommendations for the execution of the weld seam geometry of K-joints. On the basis of 27 fatigue tests carried out on individual K-joints with specific weld root gap size and weld seam shape, the influences of weld seam irregularities and weld seam formation could be quantified. The results of this work have also been incorporated into a DASt guideline, which should give executing companies a safety for an economical design of the weld seams. Weld irregularities which do not exceed a certain value and which had to be costly repaired until now can thus remain in the interior of the hollow section joints. However, in case weld seam irregularities of a non negligible size are detected or anticipated this thesis presents a simplified possibility to verify a weld seam failure based on the structural stress concept. For steel construction companies in civil, mechanical and plant engineering or for offshore projects and wind turbines, this work gives the opportunity to manufacture particularly economically. In addition, engineering offices are no longer dependent on costly special solutions like rib stiffeners etc. due to a standardization-compliant expansion of the executable hollow section joint geometries.

The second chosen structural system comprises road bridges with orthotropic steel decks. Many of these steel bridges, including large highway bridges, were built between the 1960s and 1980s and are now showing severe fatigue damage. Most of these steel bridges are still in use today and take key positions in their surrounding infrastructure. Due to the particular importance of these bridges for the respective location, failure must be prevented and a partial closure should be avoided. Another aim of this work is therefore to investigate a refurbishment solution for category 2 damages that is robust and durable with as little intervention as possible in the ongoing traffic. The main focus lies on bolted solutions as they offer several advantages over a welded refurbishment technique, such as the elimination of preparatory measures (no enclosures, no traf-

fic closures, etc.). The considered refurbishment solution also includes the usage of so-called blind rivets, which are therefore also subject of the investigations in this thesis. For this purpose, the fatigue behaviour of three different blind rivet types was experimentally investigated and fatigue strengths were derived. With the help of experimental and numerical investigations, the actual refurbishment solution was then examined in more detail. The results show that a durable refurbishment solution using blind rivets is possible and that the use of welded refurbishment measures can be successfully avoided. The developed design and construction recommendations facilitate the practical implementation of the refurbishment solution and enable a simplified fatigue verification based on the nominal stress concept. The results achieved in this work and in the underlying research projects on the considered refurbishment solution were so promising that on the one hand as a pilot measure individual damages at the „Rhine Bridge Leverkusen“ and on the other hand the „Berlin Bridge“ near Duisburg were repaired in accordance with the developed refurbishment solution.

Inhaltsverzeichnis

Formelzeichen	XV
Begriffserklärung	XXI
1 Einleitung	1
1.1 Gegenstand der Arbeit	1
1.2 Problemstellung	3
1.3 Ziel und Gliederung der Arbeit	6
2 Ermüdung von Straßenbrücken aus Stahl	9
2.1 Nachweiskonzepte	9
2.1.1 Vorbemerkung	9
2.1.2 Nennspannungskonzept	9
2.1.3 Strukturspannungskonzept	10
2.1.4 Kerbspannungskonzept	11
2.1.5 Konzepte der Bruchmechanik	12
2.2 Verkehrsbelastung im Straßenbrückenbau	12
2.2.1 Ermüdung infolge des Straßenverkehrs	12
2.2.2 Ermüdungslastmodelle	14
2.2.3 Einschränkungen	16
2.3 Ermüdung dickwandiger Rundhohlprofilknoten	17
2.3.1 Einleitung	17
2.3.2 Dickwandigkeit	18
2.3.3 Bemessung mit dem Strukturspannungskonzept	18
2.4 Ermüdung orthotroper Stahlfahrbahnen	22
2.4.1 Überblick	22
2.4.2 Ermüdungsbemessung	23
2.4.3 Schadenskategorien	25
2.4.4 Bisherige Untersuchungen des Bereichs Längsrippe-Querträgersteg	28
2.5 Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken im Bestand	32
2.6 Zusammenfassung	33

3	Normativer Hintergrund und neuere Entwicklungen zur Ermüdungsfestigkeit von K-Knoten aus Rundhohlprofilen	35
3.1	Normativer Hintergrund zur aktuellen Kerbfalleinstufung	35
3.1.1	Einleitung	35
3.1.2	Vorschlag 1	36
3.1.3	Vorschläge 2 und 3	36
3.1.4	Vorschlag 4	40
3.1.5	Berücksichtigung von Biegeanteilen	41
3.1.6	Berücksichtigung von N-Knoten	41
3.1.7	Aktuelle Kerbfalleinstufung	42
3.2	Neuere Untersuchungen an K-Knoten aus Rundhohlprofilen	44
3.3	Herleitung neuer Kerbfalleinstufungen für K-Knoten aus Rundhohlprofilen	45
3.3.1	Einleitung	45
3.3.2	Vorgehen und Überblick	45
3.3.3	Schlussfolgerungen aus den normativen Hintergründen für die Auswertung	46
3.3.4	Neuer Vorschlag zur Kerbfalleinstufung auf Nennspannungsniveau	47
3.3.5	Neuer Vorschlag zur Kerbfalleinstufung auf Strukturspannungsniveau	52
3.4	Untersuchungen an K-Knoten mit dem Kerbspannungskonzept	58
3.5	Zusammenfassung	58
4	Stand der Wissenschaft und Technik zum Einfluss der Schweißnahtausführung von Rundhohlprofilknoten unter Ermüdung	61
4.1	Schweißnahtqualität an geschweißten Rundhohlprofilknoten	61
4.1.1	Einführung	61
4.1.2	Bewertung und Qualitätseinstufung von Schweißnähten	61
4.1.3	Einfluss der Schweißnahtqualität auf das Ermüdungsverhalten	62
4.1.4	Beziehung zwischen Qualitätsstufe und Ermüdung	64
4.2	Bewertung des Ermüdungsverhaltens von Schweißnahtwurzelpunkten	66
4.2.1	Überblick	66
4.2.2	Ermüdungsverhalten der Schweißnahtwurzeln in Hohlprofilkonstruktionen	67
4.2.3	Einflüsse einer Schweißnahtnachbehandlung	68
4.2.4	Ermüdungsbemessung von Nahtwurzelpunkten	68
4.2.5	Empfehlungen in Regelwerken	70
4.3	Schweißnahtprofilierung	71
4.4	Zusammenfassung	72
5	Experimentelle Untersuchungen an K-Knoten mit Schweißnahtunregelmäßigkeiten und Nahtvariationen	73
5.1	Einführung	73
5.2	Prüfkörperplanung und -fertigung	73
5.2.1	Prüfkörperplanung	73
5.2.2	Prüfkörperfertigung	76
5.3	Versuchskonzept	79
5.4	Versuchsdurchführung	79

5.5	Begleituntersuchungen	81
5.6	Versuchsergebnisse	82
5.7	Versuchsauswertung auf Nennspannungsniveau	87
5.8	Numerische Begleituntersuchungen	91
5.8.1	Vorbemerkung	91
5.8.2	FE-Modell	91
5.8.3	Validierung	96
5.8.4	Strukturspannungsberechnung	99
5.9	Versuchsauswertung auf Strukturspannungsniveau	101
5.10	Empfehlungen zur konstruktiven Ausführung der Gurt-Streben-Verbindung . . .	103
5.11	Zusammenfassung	104
6	Vereinfachtes Bemessungskonzept für Schweißnahtwurzelpunkte in K-Knoten aus Rundhohlprofilen	107
6.1	Einleitung	107
6.2	Bisherige Bemessungsansätze	107
6.3	Vereinfachtes Bemessungskonzept auf Grundlage von Strukturspannungen	109
6.3.1	Überblick	109
6.3.2	Numerische Parameterstudie	111
6.3.3	Ermüdungsnachweis der Schweißnahtwurzeln	114
6.4	Berechnungsbeispiel	115
6.4.1	Vorbemerkung	115
6.4.2	Geometrie und Ermüdungsbelastung	115
6.4.3	Ermüdungsnachweis nach CIDECT [216]	116
6.4.4	Ermüdungsnachweis nach dem neuen Vorschlag aus Abs. 3.3.5	117
6.4.5	Ermüdungsnachweis nach dem neuen Vorschlag für die Schweißnahtwurzelmessung	117
6.5	Zusammenfassung	118
7	Stand der Wissenschaft und Technik zur Instandsetzung und Sanierung von Kategorie-2-Schäden und zur Blindniettechnik	119
7.1	Bisherige Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen für Schäden der Kategorie 2	119
7.1.1	Einführung	119
7.1.2	Maßnahmen nach dem DVS Merkblatt 1709	119
7.1.3	Umgesetzte und untersuchte Maßnahmen	120
7.1.4	Schlussfolgerungen	123
7.2	Geschraubte Sanierungslösungen	123
7.2.1	Vorbemerkung	123
7.2.2	Vorteile von geschraubten Lösungen	123
7.2.3	Ertüchtigungskonzept nach NATHER	124
7.2.4	Sanierungsmaßnahme nach KOLSTEIN	124
7.2.5	Sanierungsmaßnahme des TRRL	125
7.2.6	Sanierungsmaßnahmen aus KUHLMANN & HUBMANN [136]	127

7.3	Stuttgarter Sanierungslösung	128
7.3.1	Einführung	128
7.3.2	Ermüdungsversuche aus KUHLMANN & HUBMANN [136]	129
7.3.3	Schlussfolgerungen	130
7.4	Einführung in die Blindnietechnik	131
7.4.1	Einführung	131
7.4.2	Blindniete	131
7.4.3	Blindnietgewindesysteme	131
7.4.4	Setzen von Blindnieten und Blindnietgewindesystemen	131
7.4.5	Bisherige Untersuchungen an Blindnieten	132
7.4.6	Normungssituation	134
7.5	Zusammenfassung	135
8	Beanspruchungszustände in orthotropen Stahlfahrbahnplatten	137
8.1	Einführung	137
8.2	Tragverhalten orthotroper Stahlfahrbahnplatten	137
8.2.1	Globales Tragverhalten orthotroper Stahlfahrbahnplatten	137
8.2.2	Lokales Tragverhalten des Anschlussbereichs <i>Längsrippe-Querträger</i>	138
8.3	Vereinfachtes analytisches Berechnungsverfahren	140
8.4	Bisherige numerische Untersuchungen des Beanspruchungszustands	142
8.5	Numerische Untersuchung des Anschlussbereichs Längsrippe-Querträger	143
8.5.1	Vorbemerkung	143
8.5.2	Strukturspannungsberechnung	145
8.5.3	Globale FE-Modelle der orthotropen Stahlfahrbahnplatten	146
8.5.4	Submodelle der orthotropen Stahlfahrbahnplatten	152
8.5.5	Spannungskonzentrationsfaktoren	156
8.6	Zusammenfassung	162
9	Experimentelle Untersuchungen an Blindnieten	165
9.1	Einführung und Ziele der experimentellen Untersuchungen	165
9.2	Blindniettypen und Prüfkörper	165
9.2.1	Untersuchte Blindniettypen	165
9.2.2	Prüfkörperplanung und -fertigung	166
9.3	Versuchskonzept der Ermüdungsversuche	167
9.4	Versuchsdurchführung	167
9.4.1	Begleituntersuchungen	168
9.5	Versuchsergebnisse	169
9.6	Versuchsauswertung	171
9.6.1	Beobachtungen bei den Ermüdungsversuchen	171
9.6.2	Statistische Auswertung	173
9.7	Zusammenfassung	177
10	Experimentelle Untersuchungen an der Stuttgarter Sanierungslösung	179
10.1	Einführung	179

10.2	Prüfkörperplanung und -fertigung	180
10.2.1	Prüfkörperplanung	180
10.2.2	Planung des Blindnietanschlusses	181
10.2.3	Planung des Passschrauben-Anschlusses	183
10.2.4	Prüfkörperfertigung	184
10.3	Versuchskonzept	185
10.4	Versuchsdurchführung	186
10.5	Begleituntersuchungen	188
10.6	Versuchsergebnisse	189
10.7	Versuchsauswertung	193
10.7.1	Vorläufige Auswertung	193
10.7.2	Modifikation der Versuchsdaten	195
10.7.3	Abschließende Auswertung	195
10.8	Numerische Begleituntersuchungen und Parameterstudie	196
10.8.1	Vorbemerkung	196
10.8.2	FE-Modell	197
10.8.3	Parameter	199
10.8.4	Validierung	199
10.8.5	Schubspannungsberechnung in den maßgebenden Blindnieten	201
10.8.6	Ergebnisse der Parameterstudie	202
10.9	Zusammenfassung	206
11	Bemessungs- und Konstruktionsempfehlungen für die Stuttgarter Sanierungslösung	207
11.1	Einleitung	207
11.2	Bemessungsempfehlungen	207
11.2.1	Vorbemerkung	207
11.2.2	Vorgehen	208
11.2.3	Ermüdungsfestigkeiten	215
11.3	Konstruktionsempfehlungen	215
11.3.1	Empfehlungen zur Montage	215
11.3.2	Weitere Hinweise zur Montage	218
11.4	Richtzeichnungen	219
11.5	Zusammenfassung	219
12	Zusammenfassung und Ausblick	221
12.1	Zusammenfassung	221
12.2	Ausblick	224
A	Anhang zu den experimentellen Untersuchungen an K-Knoten	229
A.1	Geometrie der K-Knoten	229
A.1.1	Makroschliffe	229
A.1.2	Gemessene Geometrie	234
A.1.3	Bewertung	238
A.2	Gemessene Dehnungen in den statischen Vorversuchen	244

A.3	Gemessene Dehnungen zur Strukturdehnungsbestimmung	248
A.4	Vergleich der gemessenen und berechneten Dehnungen zur Validierung der FE- Modelle	257
B	Korrekturfaktoren zur Bestimmung von SCF-Werten an K-Knoten mit Schweiß- nahtunregelmäßigkeiten	261
C	Spannungskonzentrationsfaktoren für den Anschlussbereich Längsrippe-Querträ- ger	273
D	Anhang zu den experimentellen Untersuchungen an der Stuttgarter Sanierungs- lösung	287
D.1	Gemessene Dehnungen und Verschiebungen in den statischen Vorversuchen . . .	287
D.2	Vergleich der gemessenen und berechneten Dehnungen zur Validierung der FE- Modelle	289
E	Richtzeichnungen für die Stuttgarter Sanierungslösung	293
F	Vorgehensweise bei der statistischen Auswertung von Ermüdungsversuchen	299
F.1	Vorbemerkung	299
F.2	Lineare Regression	299
F.3	Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit	300
	Literaturverzeichnis	301

Lateinische Formelzeichen

A	Querschnittsfläche
a	Kehlmaß oder Abstand
B	Exponent zur Berücksichtigung des Größeneinflusses
b	Breite
D_d	Schädigung
d	Blindnietdurchmesser
d_0	Durchmesser des Gurtprofils, in anderer Literatur auch D . In Kap. 10 auch für Bohrungsdurchmesser verwendet
d_1	Durchmesser des Strebenprofils, in anderer Literatur auch d
e	Ausmitte oder auch Einbrandtiefe in den numerischen Untersuchungen aus Kap. 8
F	Kraft
g	Spaltmaß, oft auch g_L
h	Höhe
h_f	Höhe des Wurzelspalts an der Kronenspitze
I_y	Flächenträgheitsmoment
K_n	Korrekturfaktor zur Berechnung von SCF-Werten
k_f	Spannungskonzentrationsfaktor (alternativ zu SCF)
$k_{f,t}$	Modifikationsfaktor für Blindniete unter einer Zugbeanspruchung
$k_{f,v}$	Modifikationsfaktor für Blindniete unter einer Schubbeanspruchung
k_s	Faktor zur Berücksichtigung des Größeneinflusses nach DIN EN 1993-1-9 [58]
log	dekadischer Logarithmus
L	Abstand vom Schweißnahtübergang für eine Extrapolation, z.B. L_{\min} , L_{mid} oder L_{\max}
l	Länge
l_e	Elementkantenlänge in einem FE-Netz
l_w	Nahtlänge
M_y	Biegemoment
m	Neigung der Wöhlerlinie
N	Normalkraft oder Anzahl der ertragbaren Schwingspiele

N_1	Anzahl Schwingspiele bis 15 % Dehnungsabfall
N_2	Anzahl Schwingspiele bis zur Sichtbarkeit des Risses
N_3	Anzahl Schwingspiele bis zur 1. Rissdurchdringung der Wanddicke
N_4	Anzahl Schwingspiele bis zum Bruch (Tragfähigkeitsverlust)
N_f	Anzahl Schwingspiele bis zum Versagen (engl. <i>failure</i>)
N_{fin}	Anzahl Schwingspiele bei Versuchsende
N_{Ri}	Lebensdauer als Anzahl der Schwingspiele, bezogen auf die Bemessungs-Wöhlerlinie $\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}-N_R$ für die Spannungsschwingbreite $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_i$
n	Größe des Reststeges an der Kronenspitze, auch t_n in den numerischen Untersuchungen aus Kap. 5, oder Anzahl an Verbindungsmittel
$n_{E,i}$	Anzahl der Schwingspiele, bezogen auf den Streifen i mit der Spannungsschwingbreite $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_i$
R	Spannungsverhältnis
r	Radius, Kerbradius an den Schweißnahtübergängen oder auch Reststeg in den numerischen Untersuchungen aus Kap. 8
r_{ref}	Effektiver Ausrundungsradius der Schweißnahtkerben für das Kerbspannungskonzept
S	Spannung
s	Höhe des Wurzelspalts an der Kronenferse, auch h_s in den numerischen Untersuchungen aus Kap. 5
t	Blech- oder Winkeldicke
t_0	Wanddicke des Gurtprofils, in anderer Literatur auch T
t_1	Wanddicke des Strebenprofils, in anderer Literatur auch t
t_{ref}	Referenzwanddicke
u, v, w	Verschiebungen in die drei Koordinatenachsen x, y und z
V_z	Querkraft
W_y	Widerstandsmoment
w	Schenkelmaß der Schweißnaht = Schweißnahtspur, in Kap. 8 auch mit a_w bezeichnet
x, y, z	Koordinaten im kartesischen Koordinatensystem oder Unbekannte
z_S	Schwerpunktskoordinate in z -Richtung des betrachteten Querschnitts

Griechische Formelzeichen

α	Schweißnahtanstiegswinkel
α_1	Schweißnahtübergangswinkel
α_k	Formzahl oder auch Kerbfaktor nach PETERSEN [166]
β	Durchmesserverhältnis an Rundhohlprofilknoten
β_k	Kerbwirkungszahl
γ	Gurtschlankheit an Rundhohlprofilknoten
γ_{Mf}	Teilsicherheitsbeiwert der Widerstandsseite bei Ermüdung
γ_{Ff}	Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungsseite bei Ermüdung

ΔF	Kraftschwingbreite
$\Delta\sigma_{C,HS}$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit auf Strukturspannungsniveau bei $N = 2$ Mio. Schwingspielen
$\Delta\sigma_{C,nom}$...	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit auf Nennspannungsniveau bei $N = 2$ Mio. Schwingspielen, oft auch nur mit $\Delta\sigma_C$ bezeichnet
$\Delta\sigma_{C,notch}$..	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit auf Kerbspannungsniveau bei $N = 2$ Mio. Schwingspielen
$\Delta\sigma_D$	Dauerfestigkeit
$\Delta\sigma_{E,2}$	Schadensäquivalente Spannungsschwingbreite bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Spannungsspiele
$\Delta\sigma(\gamma_{Ff}Q_k)$.	Spannungsschwingbreite infolge der charakteristischen Ermüdungslast gemäß DIN EN 1991-2 [52]
$\Delta\sigma_{HS}$	Strukturspannungsschwingbreite, auch <i>Hot-Spot</i> -Spannung genannt
$\Delta\sigma_{nom}$	Nennspannungsschwingbreite, auch mit $\Delta\sigma_{Ri}$
$\Delta\sigma_{notch}$	Kerbspannungsschwingbreite
$\Delta\tau$	Schubspannungsschwingbreite
$\Delta\tau_C$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit unter Schubbeanspruchung bei $N = 2$ Mio. Schwingspielen
$\Delta\tau_{E,2}$	Schadensäquivalente Schubspannungsschwingbreite
$\Delta\tau_L$	Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit unter Schubbeanspruchung
δ	Umlaufwinkel
ε	Nahtöffnungswinkel oder Dehnung
θ	Strebenneigung in der Fachwerkebene
ϑ	Neigung der Längsrippen-Seitenbleche
λ	Schadensäquivalenzfaktor
σ_a	Spannungsamplitude
τ	Wandickenverhältnis an Rundhohlprofilknoten

Indizes

ax	Normalkraft (engl. <i>axial force</i>)
br	Strebe (engl. <i>brace</i>), oftmals auch 1
c	Kompensation (engl. <i>compensation</i>)
ch	Gurt (engl. <i>chord</i>), oftmals auch 0
DB	Deckblech
eq	Äquivalenzwert oder äquivalent
f	Flansch
HS	Auf Strukturspannungsniveau (engl. <i>Hot-Spot Stresses</i>)
i	Laufvariable i oder I-Querschnitt
ipb	Biegung in der Ebene (engl. <i>in-plane bending</i>)
L	Längsrichtung
LA	Laschenquerschnitt

LR	Längsrippen
lv	Lastverteilung
max	Maximalwert
min	Minimalwert
N	Normalkraft
nom	Nenn-, nominell
opb	Biegung aus der Ebene (engl. <i>out-of-plane bending</i>)
PS	Passschrauben
pl	Orthotrope Stahlfahrbahnplatte
Q	Querrichtung
QT	Querträger
root	Schweißnahtwurzel (engl. <i>weld root</i>)
ug	Untergurt
V	Querkraft, VON MISES- oder Vergleichsspannung
WI	Seitliche Winkel der Stuttgarter Sanierungslösung
WI,u	untere Winkel der Stuttgarter Sanierungslösung
w	Steg eines I-Profiles

Abkürzungen

API	American Petroleum Institute
APDL	Ansys Parametric Design Language
AWS	American Welding Society
BAST	Bundesanstalt für Straßenwesen
BS	Britische Norm (engl. <i>British Standard</i>)
BOM	Mechanischer Blindnietverbinder mit Übergröße (engl. <i>Blind Oversize Mechanical Fastener</i>)
CIDECT ..	internationale Vereinigung der Hohlprofilhersteller (Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire)
DAST	Deutscher Ausschuss für Stahlbau e.V.
DNV	Det Norske Veritas, norwegische Klassifikationsgesellschaft (Schiffsbau, Energiewirtschaft etc.)
DMS	Dehnungsmessstreifen
DVS	Deutscher Verband für Schweißen und verwandte Verfahren e. V.
EC	Eurocode
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork – Europäische Konvention für Stahlbau
EPFL	École Polytechnique Fédérale de Lausanne
EXC	Ausführungsklasse (engl. <i>execution class</i>)
FE	Finite Elemente
FLM	Ermüdungslastmodell (engl. <i>fatigue load model</i>)
FOSTA	Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.

HANV	Hohlraumreiches Asphaltgerüst mit Nachträglicher Verfüllung
HB	Hollo-Bolt
HT	Hauptträger
IGF	Industrielle Gemeinschaftsforschung
IIW	International Institute of Welding
L	Links oder die Lastseite der Prüfkörper aus Kap. 10
LR	Längsrippe
LW	Lastwechsel
MAG	Metallschweißen mit aktiven, also reaktionsfähigen Gasen
ML	Magna-Lok
MPA	Materialprüfungsanstalt (z.B. der Universität Stuttgart)
OSFP	Orthotrope Stahlfahrbahnplatte
PK	Prüfkörper
QT	Querträger
R	Rechts
S	Stützseite der Prüfkörper (bzw. lastabgewandte Seite) aus Kap. 10
SCF	Spannungskonzentrationsfaktor (engl. <i>stress concentration factor</i>)
SLV	Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt
SNCF	Dehnungskonzentrationsfaktor (engl. <i>strain concentration factor</i>)
SPS	Sandwich-Platten-System
TRRL	Labor für Verkehrs- und Straßenforschung (engl. <i>Transport and Road Research Laboratory</i>), heute nur TRL (engl. <i>Transport Research Laboratory</i>)
UK	Großbritannien oder Vereinigtes Königreich Großbritannien (engl. <i>United Kingdom</i>)
WA	Wegaufnehmer
WPS	Schweißanweisung (engl. <i>welding procedure specification</i>)
ZfP	Zerstörungsfreie Prüfung

Begriffserklärung

Anschlussbereich Längsrippe-Querträger bezeichnet den Bereich, in dem die Längsrippen mit dem Querträgersteg zusammentreffen. Das Deckblech bildet hierbei den Obergurt beider Tragwerksteile.

Extrapolation bezeichnet nach [133] das „Verfahren zur Ermittlung der Strukturspannungen am Schweißnahtübergang. Als Ausgangspunkt der Extrapolation dient der Spannungsverlauf aus dem von der Schweißnahtkerbe unbeeinflussten Bereich.“

Ertüchtigung bezeichnet nach [191] Maßnahmen, die die Instandsetzung und Verstärkung schadhafter Bauteile umfassen. In [183] wird Ertüchtigung mit Verstärkung gleichgesetzt.

Gurt-Streben-Verbindung bezeichnet die unmittelbare Verbindungsstelle, an der *eine* Strebe mit dem Gurt verbunden ist. Dazu gehört auch die sich hierin befindliche Schweißnaht entlang der Verschneidungslinie von Gurt und Strebe.

Instandsetzung bezeichnet nach [183] die „Wiederherstellung der vollen Gebrauchstauglichkeit bzw. des ursprünglichen Zustands entsprechend den ursprünglichen oder den aktuell anerkannten Regeln der Technik. Dazu zählen insbesondere der Austausch und die Reparatur schadhafter Bauteile.“ Damit beinhaltet eine Instandsetzung die Reparatur des betrachteten Bauteils und entspricht nicht gänzlich der Definition aus [78].

Kronenferse bezeichnet den Bereich der Rückseite der Gurt-Streben-Verbindung bzw. den Bereich des spitzen Winkels an K-Knoten aus Rundhohlprofilen.

Kronenspitze bezeichnet den Bereich der Vorderseite der Gurt-Streben-Verbindung bzw. den Bereich des stumpfen Winkels an K-Knoten aus Rundhohlprofilen.

Sanierung bezeichnet im Rahmen dieser Arbeit die Wiederherstellung der vollen Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit, jedoch nicht zwangsweise des ursprünglichen Zustands. Eine Sanierung kann außerdem eine Verbesserung der Eigenschaften von Bauteilen über den ursprünglichen Zustand hinaus bedeuten und damit eine Verstärkung darstellen.

Sattel bezeichnet die Flanken der Gurt-Streben-Verbindung bzw. die Bereiche zwischen dem

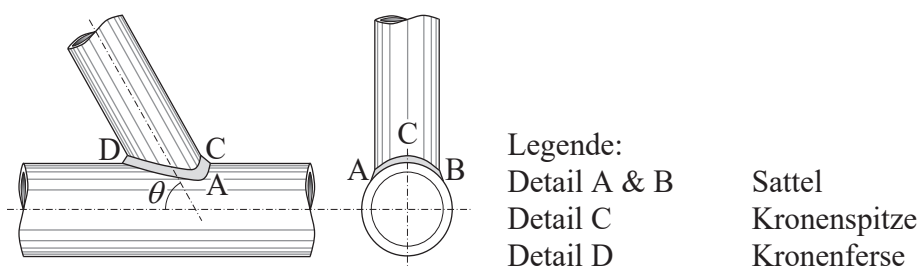


Abb. I: Definition der Bereiche an einer Gurt-Streben-Verbindung

stumpfen und spitzen Winkel an K-Knoten aus Rundhohlprofilen.

Verstärkung bezeichnet die „Verbesserung der Eigenschaften von Bauteilen über den ursprünglichen Zustand hinaus. Dazu zählen die Erhöhung der Tragfähigkeit [...]“ nach [183] oder auch der Dauerhaftigkeit nach [78].

TEIL I: Einleitung und Grundlagen

1.1 Gegenstand der Arbeit

Leitgedanke. Ermüdungsbeanspruchte, geschweißte Konstruktionen unter Verwendung von Hohlquerschnitten kommen häufig im Bauwesen, Anlagen- und Maschinenbau vor. Im Bauwesen sind hierzu u. a. Stahl- und Stahlverbundbrücken als Straßenbrücken zu erwähnen. Während ihrer Nutzungsdauer müssen diese eine Vielzahl von Überfahrten durch Personen- und Schwerlastverkehr überstehen, weshalb hohe Anforderungen an ihre Ermüdungsfestigkeit gestellt werden.

Stahlverbundbrücken. In den letzten 20 Jahren kam es vermehrt zur Planung und auch Ausführung einer neuen Konstruktionsform im Stahlverbundbrückenbau, bei der die Haupttragwerke der Brücken aus räumlichen oder ebenen Fachwerken aus Hohlquerschnitten, oder genauer gesagt aus Rundhohlprofilen bestehen, vgl. [7, 12, 13, 33, 34, 37, 71, 176]. Die Obergurte sind dann entweder in die betonierte Fahrbahnplatte integriert oder über Kopfbolzen mit dieser verbunden. Eine Skizze einer so ausgeführten Straßenbrücke ist in Abb. 1.1 dargestellt. Häufig werden Rundhohlprofile zur Ausführung von reinen Strebenfachwerken eingesetzt. D. h. vertikale Pfosten werden vermieden und die Gurte bilden gemeinsam mit den Streben oder auch Diagonalen die Form eines liegenden „K“, weshalb man die Verbindungspunkte der einzelnen Fachwerkstäbe K-Knoten oder bei räumlichen Fachwerken auch KK-Knoten nennt.

Aufgrund ihrer günstigen Querschnittsform wird vor allem in Anwendungsbereichen bevorzugt auf Rundhohlprofile zurückgegriffen, in denen eine geringe Stabilitätsgefährdung, richtungsunabhängige Widerstands- und Steifigkeitskennwerte und/oder hohe Torsionswiderstände entscheidend sind. Die kantenlose Querschnittsform von Rundhohlprofilen erinnert intuitiv an natürlich gewachsene Strukturen, wie Bäume oder Äste, sodass diese oftmals besonderen ästhetischen An-

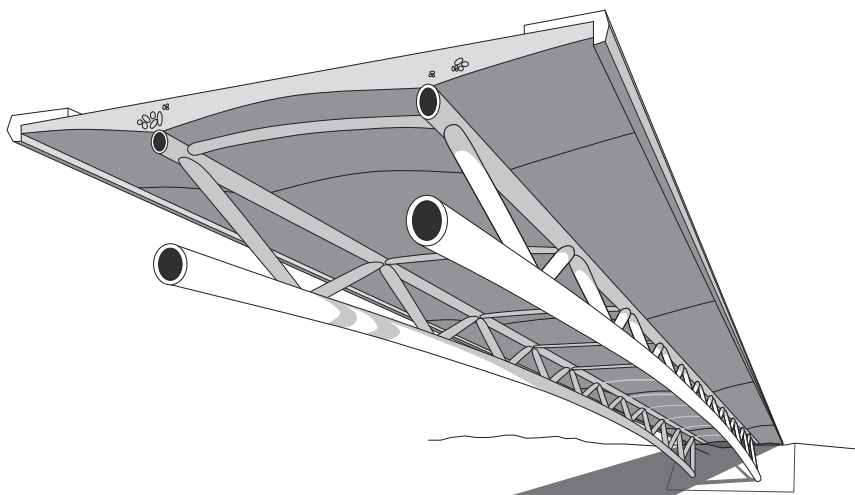


Abb. 1.1: Skizze für Hohlquerschnitte im Brückenbau: Stahlverbundbrücke mit ebenem Fachwerk und K-Knoten aus Rundhohlprofilen

sprüchen genügt. Außerdem bestehen generell zwei Möglichkeiten die Gurt- und Strebenprofile miteinander zu verbinden. Sie können entweder mittelbar über Gussknoten oder unmittelbar über geschweißte Knoten gefügt werden. Dabei bietet eine direkte Verschweißung der Hohlprofile u. a. den Vorteil, dass eine kontinuierliche Ausführung der hoch beanspruchten Gurte möglich wird. Die Anzahl der Schweißstöße im Gurt kann somit auf die Anzahl Montagestöße reduziert werden, die wiederum nur von den maximal möglichen Transportlängen und Hubgewichten abhängig ist. Eine Reduktion der Schweißstöße zieht in einem weiteren Schritt auch die Reduktion der daraus resultierenden Anzahl möglicher Versagensstellen nach sich, was mit einer Verbesserung der Robustheit einhergeht, siehe auch [131]. Zusätzlich kann mit einer geschweißten Ausführung eine Verkürzung der Planungs- und Ausführungsphase erzielt werden, da Schweißknoten keiner Vorlaufzeiten bedürfen, die für die Planung und Optimierung von Gussformteilen vorgehalten werden müssen. In [155, Tabelle 2] werden zum Beispiel Lieferzeiten im Idealfall von ca. 9 Wochen für einzelne Gussknoten angegeben.

Stahlbrücken. Auch für Längsrippen orthotroper Stahlbahnplatten (im Folgenden mit OSFP abgekürzt) werden aufgrund der günstigeren höheren Torsionssteifigkeiten üblicherweise geschlossene Hohlquerschnitte (wie z. B. Trapezhohlsteifen) verwendet. Eine schematische Darstellung einer solchen OSFP mit zwei unterschiedlichen Ausführungsvarianten der Längsrippen ist hierzu in Abb. 1.2 dargestellt. Die Aufgabe der Längsrippen stellt im Grunde genommen die Aussteifung des Deckbleches in Brückenlängsrichtung dar. Brücken mit OSFP kommen dabei vor allem dann zum Einsatz, wenn große Spannweiten überbrückt werden müssen und gleichzeitig eine Minimierung der Eigenlasten bei wirtschaftlicher Ausnutzung des Materials durch eine optimale Formgebung erreicht werden soll. In Deutschland sind in diesem Zusammenhang die großen Rheinbrücken zu nennen.

Ermüdungsbeanspruchung. Die eingangs genannten Fachwerkwerkknoten in Stahlverbund-

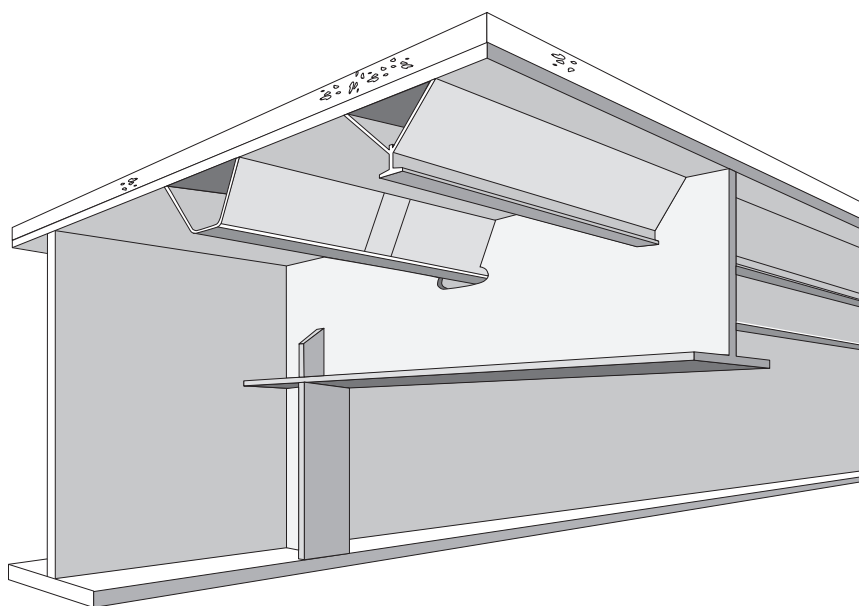


Abb. 1.2: Beispiel für Hohlquerschnitte im Brückenbau: Schematischer Querschnitt einer OSFP. Hier beispielhaft mit 2 möglichen Ausführungsvarianten des Längsrippenquerschnitts

straßenbrücken oder auch die Längsrippen in OSFP großer Stahlbrücken unterliegen infolge des Verkehrs einer hohen zyklischen Beanspruchung.

In Fachwerken ändert sich zum einen in den Knotenbereichen die globale Steifigkeit und Geometrie abrupt. Zum anderen konzentrieren sich die Lasten in den Verschneidungsbereichen, da eine Lastübertragung nur über die Schweißnähte in den Anschlüssen stattfinden kann. Die Ausbildung von hohen strukturbedingten Spannungskonzentrationen (oft auch als *Hot Spots* bezeichnet) ist die Folge. Neben diesen geometrischen Kerben führt auch der Schweißprozess selbst zu einer undefinierbaren Erhöhung der lokalen Spannungen bzw. zu einer Spannungskonzentration. Verantwortlich hierfür ist vor allem die metallurgische Kerbe, die sich u. a. aus den Eigenspannungen und auch aus den Gefügeänderungen durch Wärmeeinbringung beim Schweißen ergibt. Anders als bei vorwiegend ruhender Belastung können sich diese Spannungsspitzen bei einer Ermüdungsbeanspruchung auch nicht durch mögliche Fließerscheinungen abbauen. Insgesamt wird dadurch ersichtlich, dass die Schweißnähte auf Ermüdung untersucht werden müssen. In [133] bzw. [135, S. 509] konnte hierzu sogar festgestellt werden, dass die Bemessung von Straßenbrücken mit geschweißten Fachwerken hauptsächlich von der Ermüdungssicherheit bestimmt wird.

Dementsprechend sind natürlich auch Längsrippen in Stahlbrücken und insbesondere der Anschlussbereich zwischen Längsrippe und Querträger auf Ermüdung zu untersuchen. In diesem Anschlussbereich treffen zwei hoch beanspruchte Bauteile aufeinander, sodass sich auch hier hohe strukturbedingte Spannungskonzentrationen ausbilden. Infolge der kontinuierlichen Zunahme des Verkehrs in den letzten Jahrzehnten und der daraus resultierenden steigenden Beanspruchung sind inzwischen an bestimmten Konstruktionsdetails vieler bestehender Stahlbrücken systematische Ermüdungsschäden aufgetreten. Diese äußern sich dabei hauptsächlich in Form von Rissen. Jedoch ist nicht nur die Verkehrszunahme hierfür verantwortlich. Inzwischen ist man sich der Ermüdungsbeanspruchung von Straßenbrücken bewusst, sodass man auch die Ausführung ermüdungskritischer Details, die heute nicht mehr Stand der Technik sind, als Ursache für die Schäden ausmachen konnte. Beispiele hierfür sind eingepasste, d.h. an den Querträgerstegen gestoßene Längsrippen oder auch Längsrippen mit sogenanntem Sektkelch- oder Y-Profil, vgl. Abb. 1.2, rechte Längsrippenausführung.

In dieser Arbeit stehen damit zwei ausgewählte Tragsysteme für Straßenbrücken im Mittelpunkt der Betrachtung. Ermüdungsbeanspruchte K-Knoten aus Rundhohlprofilen in Stahlverbundbrücken einerseits und der ermüdungsbeanspruchte Anschlussbereich zwischen Längsrippen und Querträger in den orthotropen Stahlfahrbahnplatten von Stahlgroßbrücken andererseits. Beide Konstruktionsdetails sind als ermüdungskritisch einzustufen und weisen einige Besonderheiten im Hinblick auf ihr Ermüdungstragverhalten auf, auf die deshalb im Rahmen in dieser Arbeit eingegangen wird.

1.2 Problemstellung

Ermüdung und Schweißnahtqualität von Rundhohlprofilknoten. Unmittelbar verschweißte Rundhohlprofilknoten weisen ein gutartiges Ermüdungsverhalten auf, da die Rissbildung i. d. R. an

der Profilaußenseite und damit gut sichtbar am Schweißnahtübergang auftritt. Dies wurde auch bereits in den experimentellen Untersuchungen aus KUHLMANN ET AL. [131] beobachtet und in [131, S. 2] erläutert. Daraus ergibt sich für den Schweißknoten ein weiterer Vorteil gegenüber einer Gussknotenausführung. Eventuell auftretende Ermüdungsriss können dadurch bei einer Inspektion frühzeitig detektiert und Instandsetzungsmaßnahmen frühzeitig ergriffen werden. Weisen die Schweißnähte jedoch mangelhafte Qualitäten auf, kann dieses erwähnte gutartige Ermüdungsverhalten ggf. nicht ausgenutzt werden. Durch die nur einseitig mögliche schweißtechnische Fertigung oder zum Beispiel auch durch eine unplanmäßige Unrundheit der Gurtprofile können an den Nahtwurzelpunkten im Inneren der Hohlprofilknoten Schweißnahtunregelmäßigkeiten auftreten. Zusätzlich zu der komplexen Verschneidungsgeometrie, führen diese Unregelmäßigkeiten zu einer weiteren Herausforderung bei der Fertigung. Es können beispielsweise Wurzelspalte an den Kronenfersen (siehe Abb. 1.3 (a)) oder auch Reststege bzw. nicht durchgeschweißte Stumpfnähte an den Kronenspitzen (siehe Abb. 1.3 (b)) entstehen. Aufgrund der komplexen Anschlussgeometrie sind diese unter Praxisbedingungen auch kaum vermeidbar.

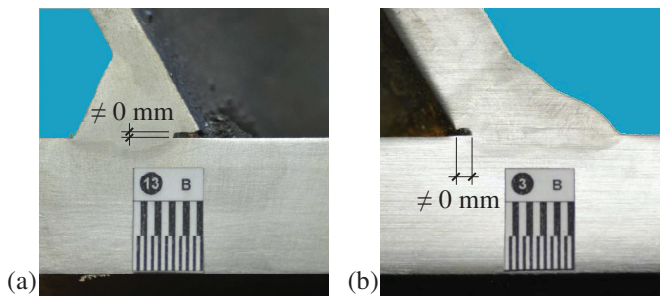


Abb. 1.3: Nahtwurzel an (a) der Kronenferse von Versuchskörper 13 und (b) an der Kronenspitze von Versuchskörper 3, aus [131]

Der Einfluss von Schweißnahtunregelmäßigkeiten in K-Knoten aus Rundhohlprofilen auf die Rissbildung und -initiierungspunkte konnte bisher noch nicht quantifiziert oder ermüdungstechnisch eingestuft werden. Auch ist unklar, ab welchen Größen der Unregelmäßigkeiten sich die Rissinitiierung hin zu den Schweißnahtwurzeln verschiebt. Ein Nachweis der Nahtwurzelpunkte ist nach den bisher geltenden Regelwerken ebenfalls nicht möglich. Ferner sind die ausführbaren Knotengeometrien stark durch die Regelwerke begrenzt. Diese Unwägbarkeiten in Ergänzung zu den komplizierten geometrischen Verschneidungen zwischen Gurt und Strebe sowie den hohen Anforderungen an die Geometrie der K-Knoten führten schließlich in den letzten Jahren immer wieder dazu, dass man sich zugunsten einer Ausführung von Brücken mit Stahlgussknoten entschied. Dies zeigt sich auch deutlich an den bisher in Deutschland ausgeführten Brücken mit Fachwerken aus Rundhohlprofilen, siehe Abb. 1.4 (a) und (b) sowie weitere Erläuterungen und Brückenbeispiele in [108]. Ausnahmen bilden an dieser Stelle die „erste integrale, voll verschweißte Bogenfachwerkbrücke mit großformatigen [...]“ [189] Rundhohlprofilen, die die BAB 73 bei Lichtenfels überquert (siehe Abb. 1.4 (c)) oder auch die Ausführungen von konventionellen, durch Knotenbleche versteiften Hohlprofilknoten.

Anhand der experimentellen Untersuchungen in [131] konnte jedoch gezeigt werden, dass nicht jede Schweißnahtunregelmäßigkeit zu einer Reduktion der Ermüdungsfestigkeit und damit zu einem vorzeitigen Versagen führt. Trotz vorhandener Wurzelspalte (siehe Abb. 1.3) konnten sogar befriedigende Ergebnisse erzielt werden. Eine Bestimmung des gerade noch „zulässigen Wurzelspalts“ war im Rahmen des Forschungsvorhabens [131] aber nicht möglich. Somit kann zusam-



(a)



(b)



(c)

Abb. 1.4: (a) Talbrücke St. Kilian [193], (b) Verbundbrücke im Rahmen der L1141 bei Korntal-Münchingen [133], (c) Verbundbrücke über die BAB 73 bei Suhl/Lichtenfels mit voll verschweißten, ebenen Fachwerken aus Rundhohlprofilen [189]

mengefasst werden, dass gewisse Schweißnahtunregelmäßigkeiten bis zu einem gewissen Grad in ermüdungsbeanspruchten K-Knoten unschädlich sind, diese aber nach den einschlägigen Regelwerken als „nicht zulässig“ eingestuft werden, siehe DIN EN ISO 5817 [66]. Die Vermeidung von Unregelmäßigkeiten an den Schweißnahtwurzeln wäre in der Praxis nur mit einem erhöhten Fertigungsaufwand möglich. Aus wirtschaftlicher Sicht erscheint dies als wenig sinnvoll, da vor allem keine wesentliche Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit der Konstruktion erreicht werden kann.

Schäden an orthotropen Stahlfahrbahnplatten. Infolge der in Abs. 1.1 genannten Aspekte stehen Stahlbrücken, die in den 1960er bis 1980er Jahren errichtet wurden, unter regelmäßiger Überwachung. Werden bei solchen Inspektionen Schäden detektiert und weisen diese nicht mehr vernachlässigbare Größen auf, müssen sie ggf. aufwändig instand gesetzt oder saniert werden. Die Reparatur erweist sich jedoch häufig als schwierig, da die betroffenen Brücken Schlüsselstellungen in der Infrastruktur der umgebenden Regionen einnehmen (wie z. B. die Leverkusener Autobahnbrücke im Zuge der BAB 1 oder die Berliner Brücke bei Duisburg, die die BAB 59 über den Rhein führt). Auch muss deshalb ihr Ausfall verhindert und eine Teilspernung vermieden werden. Insbesondere ein Ausfall wäre mit erheblichen volkswirtschaftlichen Schäden verbunden. Außerdem erfordert auch ein Ersatzbauwerk eine langwierige Vorplanung, so dass auch zur zeitlichen Überbrückung unbedingt effektive Ertüchtigungs- oder Sanierungskonzepte erforderlich sind.

Unter dem Eindruck der Verkehrsprognosen von noch weiter steigendem Straßenfernverkehr, Straßengüterverkehr und Verkehrsleistung von bis zu 40% (Informationen des BMVI [178]), siehe dazu auch FRIEDRICH & QUAAS [93], und der Bedeutung der Brücken für die Mobilität auf den Bundesfernstraßen ist es deshalb von besonderer Wichtigkeit, Sanierungslösungen zu entwickeln und einzusetzen, die bei möglichst geringem Eingriff in den laufenden Verkehr robust und dauerhaft sind.

1.3 Ziel und Gliederung der Arbeit

Im Allgemeinen umfasst diese Arbeit vier Teile und 12 Kapitel. Der TEIL I beinhaltet die Einleitung (**Kap. 1**) und allgemeine Erläuterungen zur Ermüdung von Straßenbrücken aus Stahl (**Kap. 2**), auf die im weiteren Verlauf aufgebaut werden. TEIL II dieser Arbeit widmet sich dann den Einflüssen der Schweißnahtausführung von K-Knoten aus Rundhohlprofilen auf ihr Ermüdungsverhalten. TEIL III beschäftigt sich anschließend mit dem Aspekt der Sanierung von Schäden der Kategorie 2b (vgl. Abs. 2.4.3) an OSFP, bevor im TEIL IV oder **Kap. 12** Schlussfolgerungen vorgestellt und eine Zusammenfassung gegeben werden.

Hohlprofilknoten – Ermüdungsfestigkeiten und Schweißnahtunregelmäßigkeiten. Für eine Verbreitung der Konstruktionsform von Fachwerken mit geschweißten Rundhohlprofilen auch für ermüdungsbeanspruchte Bauwerke ist es wichtig, Bemessungsregeln für den Ermüdungsnachweis normungstechnisch aufzubereiten, so dass sie auch von der Bauaufsicht akzeptiert werden können. Dazu gehört eine klare Definition des Anwendungsbereichs und der Voraussetzungen insbesondere in Hinblick auf die Gurt-Streben-Verschweißung. In [132] konnte gezeigt werden, dass dickwandige K-Knoten aus Rundhohlprofilen unter Berücksichtigung des Maßstabeffektes durchaus vergleichbare Festigkeiten wie dünnwandige Strukturen erreichen. Daher ist das **erste Ziel** dieser Arbeit die gemeinsame Betrachtung einer Vielzahl von deutschen und internationalen Forschungsarbeiten und die Erarbeitung eines Vorschlags für die ansetzbare Ermüdungsfestigkeit nach Eurocode 3 einschließlich Maßstabeffekt. Die Hintergründe zur Kerbfalleinstufung und zum Vorgehen bei der statistischen Auswertung sind in **Kap. 3** zusammengefasst.

Unter Praxisbedingungen sind aufgrund der komplexen Anschlussstruktur Schweißnahtunregelmäßigkeiten in Hohlprofilknoten nicht gänzlich zu vermeiden. Um im Markt und von Bauherren trotz dessen die Akzeptanz für die Ausführung von geschweißten Hohlprofilknoten für ermüdungsbeanspruchte Konstruktionen zu erhöhen, ist es wichtig eine ermüdungstechnische Einstufung von mit Schweißnahtunregelmäßigkeiten behafteten K-Knoten zu ermöglichen. Typische, in Hohlprofilkonstruktionen auftretende Schweißnahtunregelmäßigkeiten müssen im Vorfeld dazu dahingehend bewertet werden, ob sie mit einer Reduktion der Ermüdungsfestigkeit verbunden sind oder ob bzw. bis zu welchem Grad sie toleriert werden können. Das **zweite Ziel** dieser Arbeit ist es deshalb mit Hilfe von Ermüdungsversuchen an Prüfkörpern in Form von K-Knoten mit planmäßig eingebrachten Schweißnahtunregelmäßigkeiten zwischen Gurt und Strebe und anschließender Bestimmung der Ermüdungsfestigkeiten den Einfluss der Nahtqualität systematisch zu untersuchen. Die experimentellen und zugehörigen numerischen Untersuchungen hierzu sind in **Kap. 5** zusammengefasst.

Das **dritte Ziel** dieser Arbeit besteht darin, aus den in den Ermüdungsversuchen gewonnenen Erkenntnissen Empfehlungen für die Berücksichtigung der Nahtqualität zu entwickeln. Hierzu werden in einem ersten Schritt Grenzabmessungen hergeleitet, bei deren Einhaltung keine Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit zu erwarten sind. Die Grenzwerte werden hierzu im Schlussabschnitt von **Kap. 5** vorgestellt. Das **vierte Ziel** befasst sich anschließend mit der Fragestellung wie vorzugehen ist, wenn die Einhaltung der Grenzabmessungen des dritten Ziels nicht sichergestellt werden kann. Hierzu wird ein vereinfachtes Verfahren konzipiert und vorgestellt, mit dem dann eine Schweißnahtwurzelbemessung möglich wird. Damit soll auch die Möglichkeit eröffnet werden, bestimmte Schweißnahtunregelmäßigkeiten im Knoten zu belassen, die nach bisheriger Regelung aufwändig zu reparieren sind, was ausführenden Stahlbauunternehmen einen Wettbewerbsvorteil gegenüber dem dominierenden Massivbau verschafft. Das vereinfachte Bemessungsverfahren wird in **Kap. 6** vorgestellt. Der Stand der Wissenschaft und Technik zum Einfluss der Schweißnahtausführung von Rundhohlprofilknoten auf ihr Ermüdungsverhalten wird in **Kap. 4** präsentiert.

Blindniettechnik und Sanierung von Längsrippen in orthotropen Stahlbahnplatten. Die Mehrheit aller bisher ausgeführten Längsrippen zeichnen sich vor allem durch eine geschlossene Querschnittsform aus. Dies führt jedoch zu einer nur einseitigen Zugänglichkeit, sodass Ertüchtigungskonzepte bisher nur mit schweißtechnischen Methoden umgesetzt werden konnten, vgl. hierzu auch [136]. In [136] konnte außerdem gezeigt werden, dass sich die mit schweißtechnischen Ertüchtigungsmaßnahmen instand gesetzten Stellen immer wieder als Ausgangspunkt erneuter Ermüdungsschäden erwiesen. Dies und die Tatsache, dass Scherlochleibungsverbindungen in der Regel ermüdungstechnisch besser eingestuft werden können als Schweißnähte, führen dazu, dass eine Umsetzung von Ertüchtigungs- und Sanierungsmaßnahmen mittels mechanischer Verbindungsmittel unter Berücksichtigung dieser nur einseitigen Zugänglichkeit der Hohlquerschnitte wünschenswert ist. Das **fünfte Ziel** dieser Arbeit ist es deshalb, eine Sanierungslösung für Schäden an den Schweißnähten zwischen Querträgersteg und Längsrippenseitenblech zu untersuchen und weiterzuentwickeln, die zum einen robust und dauerhaft ist und zum anderen ohne den Einsatz von Schweißarbeiten auskommt. Im Rahmen der entwickelten Sanierungslösung werden sogenannte Blindniete verwendet, die inzwischen als marktübliche Produkte zur Verfügung stehen und nennenswerte statische Tragfähigkeiten besitzen. Allerdings waren zum Ermüdungsverhalten dieser Verbindungen nur wenige Untersuchungen bekannt. Für das fünfte Ziel ist es deshalb erforderlich zuerst die Ermüdungsfestigkeiten der zu verwendenden Blindniete mit Hilfe von experimentellen Untersuchungen zu quantifizieren. Die Ergebnisse hierzu werden in **Kap. 9** präsentiert. Mit Hilfe von Ermüdungsversuchen an sanierten Prüfkörpern in Form von Längsrippen-Querträger Anschlüssen und anschließender Bestimmung der Ermüdungsfestigkeiten soll anschließend die Effizienz der Sanierungslösung systematisch untersucht werden. Die experimentellen und begleitenden numerischen Untersuchungen sind in **Kap. 10** aufbereitet. Der Stand der Wissenschaft und Technik zur Sanierung von Schäden der Kategorie 2 und zur Blindniettechnik wird als Grundlage in **Kap. 7** vorgestellt.

Das **sechste Ziel** ist es anschließend, aus allen gewonnenen Erkenntnissen Empfehlungen für die Bemessung und Konstruktion der untersuchten Sanierungsmaßnahme zu geben. Damit soll eine zuverlässigere Planung und Ausschreibung solcher Maßnahmen möglich werden. So soll auch den an Sanierungsmaßnahmen beteiligten Ingenieuren eine effiziente Hilfestellung zur Ver-

fügung gestellt werden, um eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit und damit eine ausreichende Lebensdauer der Sanierung und folglich der Fahrbahnkonstruktion zu gewährleisten. Anschauliche Praxishilfen in Form von *Richtzeichnungen* für die Sanierungsmaßnahme mit Blindnieten bzw. Schrauben sollen die Empfehlungen ergänzen und so eine einfache direkte Umsetzung ermöglichen. Die Bemessungs- und Konstruktionsempfehlungen sind Gegenstand von **Kap. 11**.

Viele der bisher durchgeführten numerischen Untersuchungen an OSFP betrachteten vorrangig Anschlüsse zwischen Querträgern und durchgehenden Längsrippen. Untersuchungen von eingepassten Längsrippen oder auch von Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt sind in der Literatur kaum zu finden. Eine Vielzahl der sich noch immer im Netz der Bundesfernstraßen befindlichen Stahlgroßbrücken weisen jedoch eben solche Ausführungsvarianten auf. Im Zuge des **siebten Ziels** wird auf Grundlage umfangreicher Parameterstudien ein Tabellenwerk zusammengestellt, das die Bestimmung von Strukturspannungen im Anschlussbereich Längsrippe-Querträger, z. B. im Zuge einer Nachrechnung, einfach ermöglicht. Die ausführliche Beschreibung zur Herleitung des Tabellenwerks ist Gegenstand von **Kap. 8**.

Diese Dissertation beinhaltet Forschungsergebnisse, die zeitgleich in die Forschungsvorhaben [127] und [129] eingeflossen sind, an denen der Autor dieser Arbeit maßgeblich beteiligt gewesen ist. Deshalb ähneln oder entsprechen sich textliche Passagen der vorliegenden Dissertation und die korrespondierenden Abschnitte in [127] und [129].

Ermüdung von Straßenbrücken aus Stahl

2.1 Nachweiskonzepte

2.1.1 Vorbemerkung

Zyklisch beanspruchte Konstruktionen aus Stahl, wie z. B. Straßenbrücken, müssen gegen Ermüdung nachgewiesen werden. Ursprünglich war der rechnerische Ermüdungsnachweis einzelner Konstruktionsdetails für Straßenbrücken im Unterschied zu Eisenbahnbrücken nicht erforderlich. Dies lag daran, dass in den 1950-70er Jahren die Straßenverkehrslasten im Unterschied zur heutigen Situation nur gering bis moderat waren. Mit der Einführung der DIN-Fachberichte [39–42] im Jahr 2003 wurde schließlich auch für Straßenbrücken ein Ermüdungsnachweis erforderlich.

Unter Ermüdung versteht man dabei den Prozess der Materialschädigung, der Rissinitiierung und des Rissfortschritts unter sich häufig wiederholender und zeitlich verändernder Beanspruchung. Diese kann dabei weit unterhalb der statischen Grenztragfähigkeit des betrachteten Werkstoffs liegen. Für den Nachweis der Ermüdung bedarf es im Vorfeld der Kenntnis der Ermüdungsfestigkeit unabhängig vom verwendeten Nachweiskonzept, die anschließend der einwirkenden Ermüdungsbelastung gegenübergestellt wird. Im Folgenden werden die am häufigsten angewendeten Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit vorgestellt.

2.1.2 Nennspannungskonzept

Für den Nachweis mit dem Nennspannungskonzept werden Nennspannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{\text{nom}}$ zur Beurteilung der einwirkenden und ertragbaren Beanspruchungen verwendet. Sie werden mittels einer linear-elastischen Tragwerksberechnung bestimmt und dem statistisch abgesicherten Referenzwert $\Delta\sigma_C$ bzw. $\Delta\tau_C$ der charakteristischen Ermüdungsfestigkeit bei $N_C = 2 \cdot 10^6$ Schwingspielen gegenübergestellt. Der Nachweis wird für den Zeitfestigkeitsbereich als Betriebsfestigkeitsnachweis geführt, sodass aus einer regellosen Lastfolge ($\Delta\sigma_{\text{nom},i}$ mit der zugehörigen Auftrenshäufigkeit n_i) durch geeignete Auszählverfahren eine schadensäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2}$ bzw. $\Delta\tau_{E,2}$ berechnet werden muss. Die Ermüdungsfestigkeitslinien sind grundsätzlich für eine Vielzahl von Konstruktionsdetails als normierte Wöhlerlinien in Kerbfallkatalogen, wie z. B. in DIN EN 1993-1-9 [58, Kap. 8], hinterlegt und hinsichtlich ihrer Kerbwirkung klassifiziert.

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \text{bzw.} \quad \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (2.1)$$

Dadurch, dass die Wöhlerlinien in der Regel auf umfangreichen und repräsentativen experimentellen Untersuchungen basieren, sind Effekte aus der Kerbwirkung bereits in den Widerstands-

werten enthalten. Dazu gehören auch Effekte, die aus konstruktiven Spannungskonzentrationen (Geometrie des Kerbdetails und der Schweißnaht) und aus dem Schweißprozess (Schweißeigen-
spannungen, Schweißnahtunregelmäßigkeiten im Rahmen der zulässigen Toleranzen) resultieren sowie abhängig von der Beanspruchungsrichtung oder der potentiellen Rissinitiierungsstelle sind. Spannungskonzentrationen infolge sonstiger Effekte, wie z. B. an Bohrungen oder in Bereichen von Krafteinleitungen, müssen jedoch explizit bei der Nennspannungsberechnung erfasst werden.

2.1.3 Strukturspannungskonzept

Der Ermüdungsnachweis erfolgt beim Strukturspannungskonzept (auch Hot-Spot-Spannungsmethode genannt) analog zum Nennspannungskonzept, wobei es sich beim Widerstandswert um die charakteristische Ermüdungsfestigkeit auf Strukturspannungsniveau $\Delta\sigma_{C,HS}$ handelt. Bei den einwirkenden Beanspruchungen handelt es sich um die einwirkende Strukturspannungsschwingbreite bzw. die Schwingbreite der lokalen Bezugsspannung. Im Allgemeinen wird beim Strukturspannungskonzept der Fokus nicht auf den Nachweis des konstruktiven Details auf „Makroebene“ (d.h. nicht auf den K-Knoten oder den Anschluss Längsrippe-Querträgersteg), sondern spezieller auf „Mikroebene“ auf die Schweißkerbe gelegt, (d.h. die Kehl- oder HV-Naht). Demnach berücksichtigt das Strukturspannungskonzept Spannungserhöhungen infolge globaler Geometriesprünge (*strukturbedingte Spannungserhöhungen*), vernachlässigt aber Spannungserhöhungen, die aus der Schweißnaht und dem Schweißprozess resultieren (*schweißnahtbedingte Spannungserhöhungen*), wie z. B. aus Schweißeigen-
spannungen. Gemeinsam mit den Nennspannungen bilden diese Spannungserhöhungen die an der Kerbe wirkenden, örtlichen Spannungen, die sogenannten Kerbspannungen σ_{notch} [75, S. 82], vgl. auch Abb. 2.1 und Abs. 2.1.4.

Das Strukturspannungskonzept ist generell auf die Bewertung der Schweißnahtübergänge begrenzt, kann aber für eine erste Abschätzung der Kerbspannungen z. B. an der Schweißnahtwurzel genutzt werden. Das Strukturspannungskonzept wird vorrangig in Fällen angewendet, in denen sich aufgrund komplexer geometrischer Effekte Nennspannungen nicht mehr eindeutig berechnen lassen. Die in dieser Arbeit betrachteten Fachwerkknoten aus Hohlprofilen im Offshore-Bereich, Kran- oder Brückenbau stellen ein Hauptanwendungsgebiet dar.

Für den Nachweis auf Strukturspannungsniveau sind schweißdetailabhängige Kerbfälle zu ver-

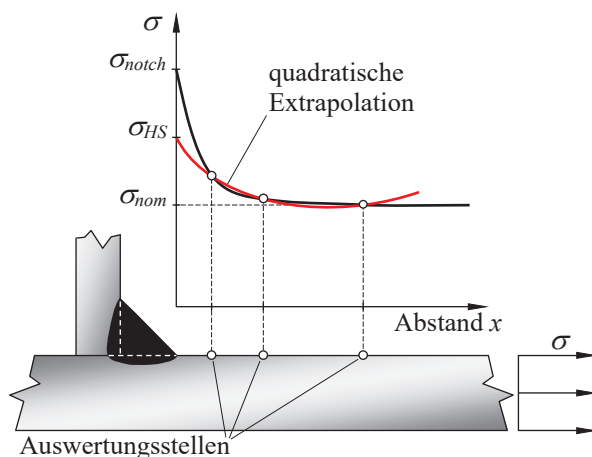


Abb. 2.1: Verläufe von Nennspannung, Strukturspannung und Kerbspannung an einer üblichen Kehl-naht

wenden, die die Spannungsanteile berücksichtigen, die nicht in die Berechnung der Strukturspannungen einfließen können (vor allem schweißnahtbedingte Spannungskonzentrationen), siehe auch [131, S. 8]. Beispiele für solche Kerbfälle sind in DIN EN 1993-1-9, Anhang B, Tabelle B.1 [58] gegeben.

Zur Beschreibung von Strukturspannungen sind in Abb. 2.1 die Spannungsverläufe auf Nenn-, Struktur- und Kerbspannungsniveau am Schweißnahtübergang einer üblichen Kehlnaht dargestellt. Die Strukturspannungen werden dabei mit Hilfe einer linearen oder quadratischen Extrapolation von gemessenen oder berechneten Spannungswerten hin zum Schweißnahtübergang bestimmt. In vielen Fällen besteht die Möglichkeit Strukturspannungen direkt aus den Nennspannungen herzuleiten, indem sogenannte Spannungskonzentrationsfaktoren ($SCF = \text{engl. für } Stress\ Concentration\ Factors$, in DIN EN 1993-1-9 [58, Abs. 6.3] auch als k_t -Wert bezeichnet) verwendet werden. Diese beschreiben das Verhältnis von Strukturspannung bzw. lokaler Bezugsspannung $\Delta\sigma_{HS}$ zur Nennspannung $\Delta\sigma_{nom}$ nach Gl. (2.2). Die Anwendung des Strukturspannungskonzepts ist hierzu in [159] oder auch [111] geregelt und für Rundhohlprofilknoten in Abs. 2.3 genauer beschrieben.

$$SCF = \frac{\Delta\sigma_{HS}}{\Delta\sigma_{nom}} \quad (2.2)$$

2.1.4 Kerbspannungskonzept

Die Kerbspannungen σ_{notch} stellen die Summe aller auftretenden Spannungen in einer Schweißnahtkerbe dar, vgl. Abb. 2.1. Im Gegensatz zu den Strukturspannungen sind die Spannungen in den Schweißnahtkerben, bedingt durch die Lage der Kerben aber auch durch die Spannungserhöhungen, nicht messbar und können nur mit Hilfe von parametrischen Formeln, von Diagrammen, der Finite-Elemente-Methode oder auch der Randelementmethode unter Berücksichtigung linear-elastischen Materialverhaltens [111, S. 28] berechnet werden.

In der numerischen Modellierung muss die lokale Schweißnahtgeometrie sehr fein vernetzt werden. Elementkantenlängen von $l_e = 0,25 \text{ mm}$ werden empfohlen. Auch sind dabei die realen Schweißnahtkonturen und -profile abzubilden, wobei die Schweißnahtübergänge mit einem effektiven Radius von $r_{ref} = 1 \text{ mm}$ (für $t \geq 5,0 \text{ mm}$) auszurunden sind. Diese Ausrundungen erzielen nach NEUBER [157] dieselbe Spannungsreduktion am Kerbgrund, die infolge der Mikrostützwirkung über eine fiktive Strukturänge ρ^* auftreten würde. Damit ist in diesem Fall die über ρ^* gemittelte Spannung maßgebend. Die Ausrundungen berücksichtigen auch die natürlichen Streuungen der Schweißnahtgeometrie und auch das eigentlich nicht-lineare Materialverhalten in der Kerbe [111, S. 27]. Einflüsse aus der Nahtqualität sind aber direkt mit abzubilden. Trotz des erhöhten Aufwands für den Aufbau des numerischen Modells, birgt dieses Konzept den Vorteil, dass die für die Auswertung zu verwendenden Spannungen, die maximal auftretenden Spannungen (Hauptspannungen) in den ausgerundeten Kerben, klar definiert sind.

Für den Nachweis sind schließlich die berechneten Kerbspannungen der Kerbspannungswöhlerlinie auf der Widerstandsseite gegenüberzustellen. Dadurch, dass man über dieses Konzept alle strukturbedingten, spannungserhöhenden Effekte mit abbildet und ausschließlich eine einzige Spannung am Kerbgrund, unabhängig von der globalen Geometrie des Kerbdetails auswertet,

wird z. B. nach HOBACHER [111] auch nur eine einzige Kerbspannungswöhlerlinie mit einem Referenzwert $\Delta\sigma_{C,notch}$ der charakteristischen Ermüdungsfestigkeit bei $N_C = 2 \cdot 10^6$ Schwingspielen von 225 N/mm^2 angegeben. Angewendet wurde das Kerbspannungskonzept ursprünglich nur in Fällen, in denen die Wanddicken größere Werte als 5 mm annahmen, da dieses Konzept nur für diese Geometrien validiert wurde [111]. Ein neuerer Ansatz für die Bemessung von dünnwandigeren Strukturen ($t < 5 \text{ mm}$), der einen kleineren effektiven Radius ($r_{ref} = 0,05 \text{ mm}$) und eine höhere Ermüdungsfestigkeit ($\Delta\sigma_{C,notch} = 630 \text{ N/mm}^2$) zu Grunde legt, wurde jüngst in [171] oder auch [186] vorgestellt. Im Rahmen dieser Arbeit wird das Kerbspannungskonzept nicht verwendet und deshalb nicht näher beschrieben.

2.1.5 Konzepte der Bruchmechanik

Eine weitere Methode, mit der zyklisch beanspruchte Stahlkonstruktionen hinsichtlich ihrer Ermüdungsfestigkeit bewertet werden können, sind bruchmechanische Konzepte, die jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht genauer behandelt werden. Bei diesem Konzept wird davon ausgegangen, dass das zu untersuchende Bauteil bereits einen Ermüdungsriss oder eine rissähnliche Imperfektion aufweist. Eine nicht durchgeschweißte Naht kann dabei ebenfalls hinzugezählt werden. Die Größe und Form des Risses muss zu Beginn des Rissfortschritts bekannt sein.

Häufig kommt die linear-elastische Bruchmechanik zum Einsatz, bei der der Ermüdungsriss als scharfe Kerbe aufgefasst wird, dessen Kerbradius und Kerböffnungswinkel gegen null gehen. Dies führt dazu, dass die Spannungen an der Risspitze singular, also unendlich groß werden und dass eine ermüdungstechnische Bewertung auf Grundlage der Spannungen und Dehnungen an der Risspitze nicht möglich ist. Stattdessen werden Rissfortschrittsraten da/dN und Schwingbreiten der Spannungsintensitätsfaktoren ΔK für die Auswertung verwendet. Der Spannungsintensitätsfaktor kennzeichnet dabei die Stärke der Spannungssingularität an der Rissfront und ist vom Spannungsniveau sowie von der Risslänge abhängig [172].

2.2 Verkehrsbelastung im Straßenbrückenbau

2.2.1 Ermüdung infolge des Straßenverkehrs

Verkehrslasten. Um den Ermüdungsnachweis der in Kap. 1 vorgestellten Brückentragwerke bzw. der einzelnen genauer betrachteten Bauteile führen zu können, ist die Kenntnis über Größe und Anzahl der auftretenden Lastwechsel in Straßenbrücken von besonderem Interesse. Grundsätzlich sind in der aktuell gültigen DIN EN 1991-2 [52] fünf unterschiedliche Verkehrslastmodelle für Ermüdungsberechnungen vorgegeben. Diese wurden auf Grundlage umfangreicher europäischer Verkehrsmessdaten, unter Berücksichtigung der gemessenen Verkehrszusammensetzungen und Achslasten, definiert und kalibriert [21]. Die Daten wurden darüber hinaus im Zuge mehrerer Forschungsvorhaben zwischen 1977 und 1988 erhoben, sodass Lastmodelle für den Grenzzustand der Ermüdung bereits in der ENV 1991-3 von 1995 [81] bzw. in DIN V ENV 1991-3 von 1996 [67] Berücksichtigung fanden. Eine Zusammenfassung zu den Hintergründen ist auch in [150] gegeben.

Als Grundlage für die hergeleiteten Verkehrslastmodelle wurde schließlich der Verkehr auf der Autobahn A6 Paris-Lyon bei Auxerre, Frankreich herangezogen, da dieser als zukunftsweisend angesehen wurde, vgl. [150, S. 7]. Vor der Kalibrierung mussten die gemessenen Verkehrsdaten statistisch ausgewertet werden. Dafür wurden zuerst die maßgebenden LKW in unterschiedliche Fahrzeugtypen eingeteilt, die auch bereits den Fahrzeugtypen in der aktuellen DIN EN 1991-2 [52, Tabelle 4.7] ähnelten. Für jeden Fahrzeugtyp wurden anschließend die Häufigkeiten je Fahrzeuggewicht in Histogramm-Form abgebildet und über mathematische Verteilungen statistisch beschrieben. Dabei wurde jeweils eine bimodale Normalverteilung angenommen, vgl. auch [96, S. 8]. Abb. 2.2 verdeutlicht hierzu das Vorgehen am Beispiel des Fahrzeugtyps 3 des Ermüdungslastmodells 4. In [150] wird auch erwähnt, dass dynamische Effekte bis zu einem gewissen Grad in den Lastmodellen bereits beinhaltet sind, weshalb für Straßenbrücken im Gegensatz zu Eisenbahnbrücken keine weiteren Schwingbeiwerte bzw. dynamischen Beiwerte ϕ nach DIN EN 1993-2 [59, Abs. 9.4.1(5)] zu berücksichtigen sind. Zusätzlich wurde für die Untersuchung der Betriebsfestigkeit sinngemäß nur fließender Verkehr betrachtet, also Fahrzeuggeschwindigkeiten von $v \geq 60$ km/h, mit mittleren Fahrzeugabständen von $a = 50$ m.

Kalibrierung von Verkehrslastmodellen. Eine Kalibrierung dient dazu, die vereinfachten und praktikablen Lastmodelle so anzupassen, dass die Schädigung, die sich aus dem Lastmodell ergibt, der Schädigung aus dem realen Verkehr entspricht. Eine solche Kalibrierung wurde auch für die Entwicklung des Ermüdungslastmodells 3 nach [52] umgesetzt. Weitere Besonderheiten werden in diesem Zusammenhang im entsprechenden Abschnitt vorgestellt.

Die Kalibrierung erfolgt nach [21] in den folgenden Schritten:

- Auswahl der wichtigsten europäischen Verkehrsdaten;
- Auswahl passender $S-N$ Kurven;
- Auswertung der Spannungs-Zeit-Verläufe in Referenzbrücken;

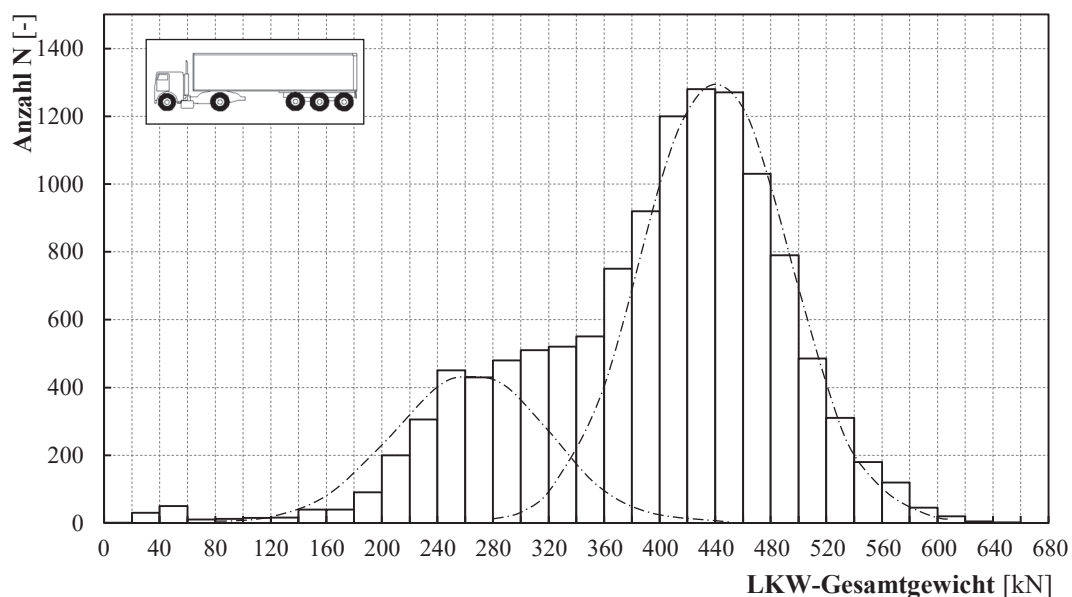


Abb. 2.2: Beschreibung der Verteilung der Gesamtgewichte des Fahrzeugtyps 3 durch eine bimodale Normalverteilung, in Anlehnung an [150, Bild 3.4]

- Zählung der Spannungsschwingbreiten und Berechnung der Spannungsspektren;
- Definition standardisierter Geometrien von Schwerlastfahrzeugen;
- Kalibrierung eines häufigen Lastmodells, das die maximale Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{\max}$ infolge des Verkehrs optimal abbilden kann;
- Kalibrierung eines äquivalenten Lastmodells, das den Schädigungswert D infolge des Verkehrs optimal abbilden kann.

2.2.2 Ermüdungslastmodelle

Grundsätzliches. Die Ermüdungslastmodelle 1 bis 3 (im Folgenden mit FLM = *fatigue load model* abgekürzt) können zur Bestimmung von Spannungsschwingbreiten verwendet werden. Diese vereinfachten Lastmodelle bestehen aus einer Reihe von Einzellasten, ggf. in Kombination mit Flächenlasten (FLM 1). Die Spannungsschwingbreiten sind dann im Anschluss an die Ermittlung der jeweiligen maßgebenden Laststellung zu berechnen. Darüber hinaus dienen die FLM 1 und 2 für einen vereinfachten Nachweis gegen die Dauerfestigkeit. Unter Verwendung der FLM 3 bis 5 kann im Gegensatz dazu der Betriebsfestigkeitsnachweis geführt werden. Dabei können mit den FLM 4 und 5 nach [52] die Spannungen aus der Überfahrt von einzelnen Lastkraftwagen berechnet und lokale Effekte aus Radlasteinleitung berücksichtigt werden. Für viele Verkehrsmischungen und Brücken kann das FLM 4 als genauer und damit wirtschaftlicher eingestuft werden als das FLM 3. Auch wenn DIN EN 1991-2 [52] fünf verschiedene Ermüdungslastmodelle definiert, wird für den Ermüdungsnachweis von Straßenbrücken in DIN EN 1993-2 [59, Abs. 9.2.2(1)] nur das FLM 3 empfohlen. Im Nationalen Anhang von DIN EN 1991-2 [53] wird zusätzlich explizit erwähnt, dass die Ermüdungslastmodelle 1, 2 und 5 nicht anzuwenden sind. Das FLM 4 ist außerdem „nur in besonderen Fällen nach Abstimmung und Zustimmung durch die zuständige Behörde möglich“, [53, NDP zu 4.6.1(2) Anmerkung 2]. Im Folgenden werden trotz dessen die einzelnen Lastmodelle kurz vorgestellt.

Ermüdungslastmodell 1. Das FLM 1 hat dieselbe geometrische Konfiguration wie das Haupt-Lastmodell 1, das für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit anzusetzen ist. Es besteht jedoch aus kleineren Einzellasten (70%) und kleineren gleichmäßig verteilten Lasten (30%). Das FLM 1 deckt dabei mehrspurige Einwirkungen ab und ist als eher konservativ einzuschätzen.

Ermüdungslastmodell 2. Das FLM 2 umfasst eine Gruppe idealisierter Schwerlastfahrzeuge, die als „häufige“ Lastkraftwagen bezeichnet werden. Jeder häufige Lastkraftwagen ist außerdem durch die Anzahl und den Abstand der Achsen, die häufige Achslast, den Abstand zwischen den Rädern in Brückenquerrichtung sowie durch die Radaufstandsflächen definiert. Die Spannungsschwingbreite ist dann getrennt für jeden einzelnen Lastkraftwagen zu ermitteln. Hierbei ist nur das Schwerlastfahrzeug von Interesse, das die ungünstigste Wirkung hervorruft.

Ermüdungslastmodell 4. Das FLM 4 umfasst, ähnlich zu FLM 2, eine Reihe verschiedener repräsentativer Ersatzfahrzeuge, auch als Standardlastkraftwagen bezeichnet, die die Auswirkungen des Verkehrs auf einer typischen europäischen Straße abbilden. In [52, Tabelle 4.7] oder Abb. 2.3 sind die prozentualen Anteile der einzelnen Ersatzfahrzeuge am Gesamtverkehrsaufkommen in Abhängigkeit unterschiedlicher Verkehrsarten vorgegeben. Wie bereits für das FLM

2, ist auch für das FLM 4 jedes Standardfahrzeug durch die Anzahl der Achsen und Achsabstände, die zugehörigen Achslasten, die Radaufstandsflächen sowie die Abstände zwischen den Rädern in Brückenquerrichtung definiert. Die angegebenen Lasten entsprechen jedoch errechneten Äquivalenzwerten des Auxerre-Verkehrs, vgl. [150, S. 82].

Es wird außerdem davon ausgegangen, dass jeder Standardlastkraftwagen die Brücke einzeln überquert. Für die anschließende Bestimmung der Schädigung sind die Spannungsspektren und die entsprechenden Lastwechselzahlen mittels der Rainflow-Methode oder der Reservoir-Zählmethode zu bestimmen. Im Vergleich zu der oben erwähnten ursprünglichen Lastnorm [67] wurde in der aktuell gültigen DIN EN 1991-2 [52] nur der Schwerververkehrsanteil des FLM 4 geändert. Dabei wurde die Gewichtung des 49 t-Standardlastkraftwagens für große und mittlere Entfernungen erhöht.

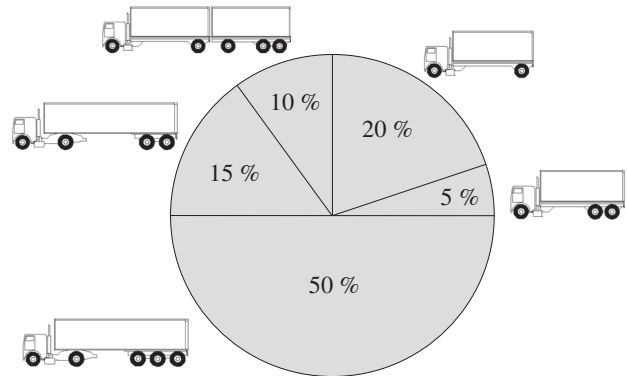


Abb. 2.3: Verkehrsmischung für Langstreckenverkehr im FLM 4 nach DIN EN 1991-2 [52], aus [134, Bild 3.7]

Ermüdungslastmodell 5. Zur Definition des FLM 5 sind gemessene Verkehrsdaten zu erheben bzw. zu verwenden, die anschließend ausgewertet, aufbereitet und „ggf. durch angemessene statistische und zukunftsbezogene Extrapolationen ergänzt werden“ [52].

Ermüdungslastmodell 3. Das FLM 3 besteht aus insgesamt vier Achsen mit je zwei Radlasten à 60 kN und Radaufstandsflächen von 40×40 cm. Die einzelnen Achsen weisen untereinander Abstände von 1,20 m auf, während der Abstand der beiden Doppelachsen 6 m beträgt, vgl. Abb. 2.4. Die Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ sind dann aus einer Überfahrt des FLM 3 zu berechnen. Der Ermüdungsnachweis wird anschließend standardmäßig unter Verwendung von Schadensäquivalenzfaktoren λ nach Gl. (2.3) geführt.

$$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad (2.3)$$

mit

$$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Delta\sigma (\gamma_{FF} Q_k) \quad (2.4)$$

Mit Hilfe der einzelnen λ -Werte kann die Verkehrszusammensetzung, das Verkehrsvolumen, die Nutzungsdauer und das statische System berücksichtigt werden. Auch können hiermit Effekte abgebildet werden, die bei mehreren, gleichzeitig einwirkenden Ermüdungslasten (mehrspurige Brücken) auftreten.

In [16] ist die Herleitung bzw. Kalibrierung des Ermüdungslastmodells 3 genauer beschrieben. Das Lastmodell wurde generell auf Grundlage der linearen Schadensakkumulationshypothese nach PALMGREN & MINER und unter Anwendung eines sogenannten „equivalent load effect“ hergeleitet, vgl. [16]. Dieser beschreibt äquivalente Ersatzlasten, die unabhängig vom Konstruktionsdetail, das bedeutet unabhängig von der einwirkenden Spannungsschwingbreite und von der

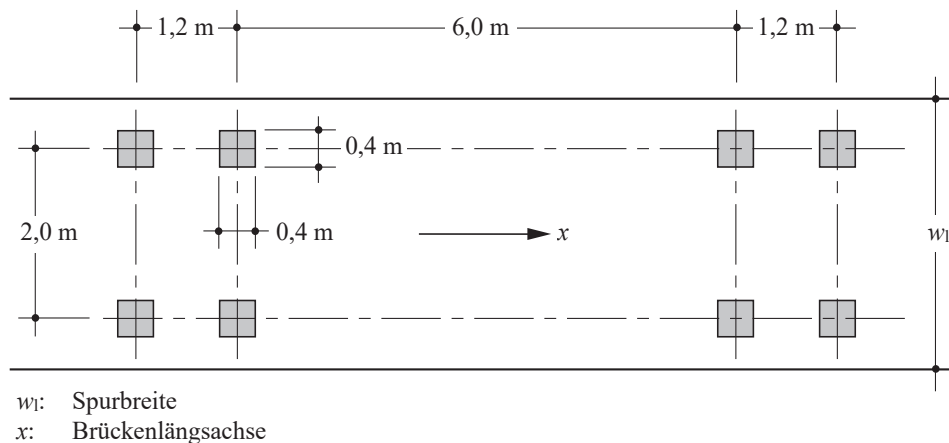


Abb. 2.4: Ermüdungslastmodell 3 nach DIN EN 1991-2 [52]

Ermüdungsfestigkeit, und damit auch von der Steigung der $S-N$ -Kurve sind. Grundvoraussetzung hierbei ist jedoch, dass ein linearer Zusammenhang zwischen Einwirkung und Beanspruchung des betrachteten Tragwerks besteht. Dies kann jedoch nicht für alle Tragwerksteile sicher vorausgesetzt werden. Somit wird klar, dass das Ermüdungslastmodell 3 nicht für die Erfassung lokaler Effekte, wie z. B. Beanspruchungen in direkt befahrenen Bauteilen aus Radlasteinleitung, geeignet ist.

2.2.3 Einschränkungen

Wie bereits erwähnt, können lokale Effekte nicht über das FLM 3 abgebildet werden, sodass dementsprechend auch die Schadensäquivalenzfaktoren die komplexen Beanspruchungen aus Ermüdung direkt befahrener Bauteile, wie z. B. das Deckblech in OSFP, nicht widerspiegeln können. Abhilfe könnte an dieser Stelle die Verwendung der FLM 4 oder 5 schaffen. Vor allem über das FLM 4 besteht die Möglichkeit, die Radlasten und die zugehörigen Radaufstandsflächen sowie die Lastverteilungen abzubilden und so lokale Effekte direkt zu berücksichtigen. Jedoch wäre hierfür eine aufwändige Finite-Elemente-Berechnung, unter Verwendung einer hohen Netzfeinheit erforderlich, um so auch lokale Effekte tatsächlich ausreichend genau berechnen zu können.

Es ist schließlich noch anzumerken, dass die Verkehrsdaten, die den aktuellen Lastmodellen und λ -Werten zugrunde liegen, die Verkehrsentwicklungen bzw. die generelle Zunahme des Verkehrs der letzten 20 Jahren nicht abbilden. Eine Überprüfung der Lastansätze in den nächsten Jahren wird damit wahrscheinlich, siehe auch [103]. Zusätzlich konnte festgestellt werden, dass einerseits die Achslasten infolge einer Überladung immer weiter zunehmen und andererseits auch die Anzahl an anmeldepflichtigen Schwertransporten extrem zunimmt. Nach [103] haben diese mittlerweile eine Ermüdungsrelevanz erreicht, sind momentan jedoch weder in den Lastmodellen noch in den Schadensäquivalenzfaktoren berücksichtigt. Die Einschränkungen und Herausforderungen beim Betriebsfestigkeitsnachweis im Hinblick auf die Abbildung des tatsächlich vorhandenen Verkehrs werden damit deutlich.

2.3 Ermüdung dickwandiger Rundhohlprofilknoten

2.3.1 Einleitung

Das Ermüdungsverhalten von Hohlprofilknoten ist hauptsächlich von den Spannungen im Bereich der Gurt-Streben-Verbindung abhängig, die über den Umfang einen unregelmäßigen Verlauf aufweisen (s. Abb. 2.5). Zu den Faktoren, die dabei die Spitzenspannungen an den Nahtübergängen beeinflussen, gehören nach DUTTA [74, S. 240]:

- die globale Geometrie, die geometrischen Verhältnisse d_i/d_0 , $d_0/2t_0$, t_1/t_0 , g/d_0 und θ sowie die Knotenkonfiguration,
- die globale Schweißnahtgeometrie (Nahtdicke a , Nahtlänge l_w),
- die lokale Geometrie des Schweißnahtübergangs (z. B. Nahtanstiegswinkel, Einbrandkerben) und
- die Belastungsart (Zug, Druck, Biegung in und aus der Ebene).

Die Ausbildung der Verschneidungsbereiche von Gurt und Strebe eines geschweißten Knotens kann somit als ermüdungskritisches Detail die Auslegung vieler Hohlprofilkonstruktionen über den Ermüdungsnachweis entscheidend beeinflussen.

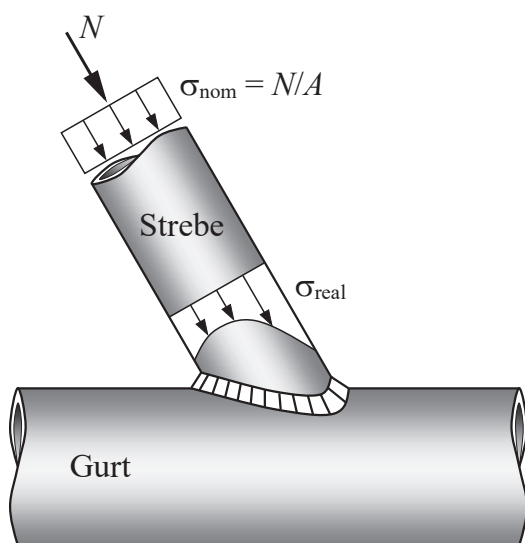


Abb. 2.5: Hohlprofilknoten mit der rechnerisch angesetzten σ_{nom} sowie tatsächlich vorhandenen Spannungsverteilung σ_{real}

DIN EN 1993-1-9 [58, Tabelle 8.7] erlaubt auch für K-Knoten aus Rundhohlprofilen den Ermüdungsnachweis auf Basis von Nennspannungen σ_{nom} oder genauer gesagt mit dem Nennspannungskonzept (vgl. Abs. 2.1.2). Allerdings wird der Anwendungsbereich für den Nachweis durch die gestellten Anforderungen stark eingeschränkt. Beispielsweise decken die in [58, Tabelle 8.7] hinterlegten Kerbfälle nur absolute Wanddicken, d.h. Nennwanddicken von t_1 und $t_0 \leq 8$ mm ab. Auch können Hohlprofilknoten nicht mit dem Nennspannungskonzept nachgewiesen werden, wenn sie eine von den in [58] tabellierten Knotenformen abweichende Konfiguration besitzen (z. B. KT- oder T-Knoten).

Der tatsächlich vorhandene Beanspruchungszustand im Knotenbereich kann nicht über das Nennspannungskonzept berücksichtigt werden. Die Spannungen im Anschluss zwischen Gurt und Strebe erfahren infolge der globalen Geometrieänderung, aber auch infolge der Schweißnähte und der damit einhergehenden Inhomogenitäten aus dem Schweißprozess eine undefinierte Erhöhung [74, S. 239] (s. Abb. 2.5). Lokale Biegeeffekte, die z. B. in der Gurtwandung bei Strebenbelastung auftreten, werden nur pauschal oder gar nicht berücksichtigt [170, S. 22]. Ebenso finden unterschiedliche Lastfälle, die zusätzlich die Spannungsverteilung im Anschlussbereich Strebe-Gurt beeinflussen, keine Berücksichtigung. Somit ist infolge der starken Vereinfachungen die Bemessung auf Nennspannungsniveau im Allgemeinen als eher konservativ einzuschätzen. Abhilfe kann hier das Strukturspannungskonzept schaffen (Abs. 2.1.3). In Fällen, in denen die Ermüdungserscheinungen an den Schweißnahtwurzelpunkten entstehen, kommt aber auch das übliche Strukturspannungskonzept bisher an seine Grenzen. Hierfür ist die Anwendung des Kerbspannungskonzeptes geeignet (Abs. 2.1.4).

2.3.2 Dickwandigkeit

Im Folgenden werden Rundhohlprofilknoten als *absolut dickwandig* bezeichnet, wenn die Gurtwanddicke t_0 die Referenzwanddicke t_{ref} von 16 mm überschreitet, für die nach CIDECT [216] kein Wanddickeneffekt berücksichtigt werden muss. Als *relativ dickwandig* gelten Rundhohlprofilknoten außerdem, wenn Sie in Anlehnung an den Anwendungsbereich der CIDECT Bemessungsempfehlungen [216] Gurtschlankheiten von $\gamma = d_0/(2 \cdot t_0) < 12$ aufweisen.

2.3.3 Bemessung mit dem Strukturspannungskonzept

Überblick. Obwohl das Strukturspannungskonzept ursprünglich für Hohlprofilkonstruktionen entwickelt wurde, fand ein Kerbfall für Hohlprofilverbindungen keinen Eingang in den Eurocode 3, Teil 1-9, Anhang B [58]. Nach [111, S. 60] sollten die Kerbfälle für Hohlprofilkonstruktionen nicht für andere Konstruktionsformen angewendet werden und umgekehrt. Durch die direkte Berücksichtigung der Geometrie beim Strukturspannungskonzept ist es prinzipiell auch für die Bemessung von dickwandigen Strukturen geeignet. Bei der Bestimmung der Strukturspannungen bereiten jedoch die bisher zur Anwendung kommenden Bemessungsregeln nach CIDECT [216], DNV [69] oder auch API [4] (beide basierend auf den Forschungsarbeiten von EFTHYMIOU ET AL. [80]) Schwierigkeiten, da diese die Gurtschlankheiten auf $\gamma = d_0/(2 \cdot t_0) \geq 12$ bzw. 8 beschränken. Hauptsächlich kann dies auf das Fehlen einer statistisch angemessenen Anzahl von Ergebnissen, vor allem an dickwandigen Rundhohlprofilknoten, innerhalb der bestehenden Versuchsdatenbank zurückgeführt werden. Die Strukturspannungen an Hohlprofilknoten sind abhängig von der Belastungsart, der Strebenneigung θ und von den Knotenparametern $\beta = d_1/d_0$, $\gamma = d_0/(2 \cdot t_0)$ und $\tau = t_1/t_0$. Dabei bezeichnet d_1 den Strebendurchmesser, d_0 den Gurtdurchmesser, t_1 die Strebenwanddicke und t_0 die Gurtwanddicke.

Berechnung. Wie in Abs. 2.1.3 erläutert, können Strukturspannungen (bzw. Strukturdehnungen) mittels einer Extrapolation von gemessenen Dehnungs- oder berechneten Spannungswerten hin zum Schweißnahtübergang bestimmt werden. Zwar ist die direkte Ermittlung über Dehnungs-

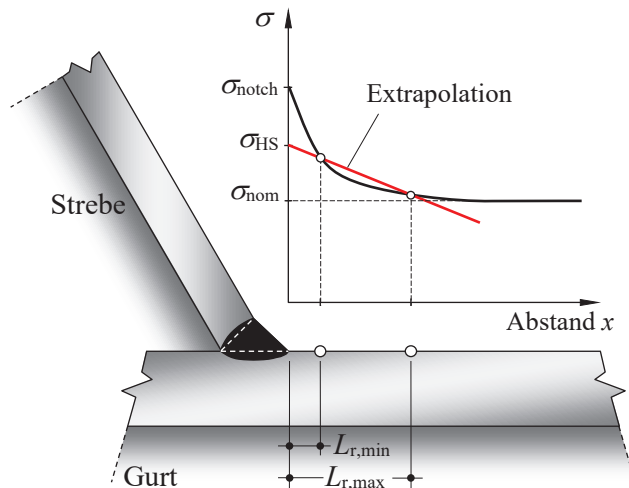


Abb. 2.6: Extrapolationsabstände zur Strukturspannungsbestimmung

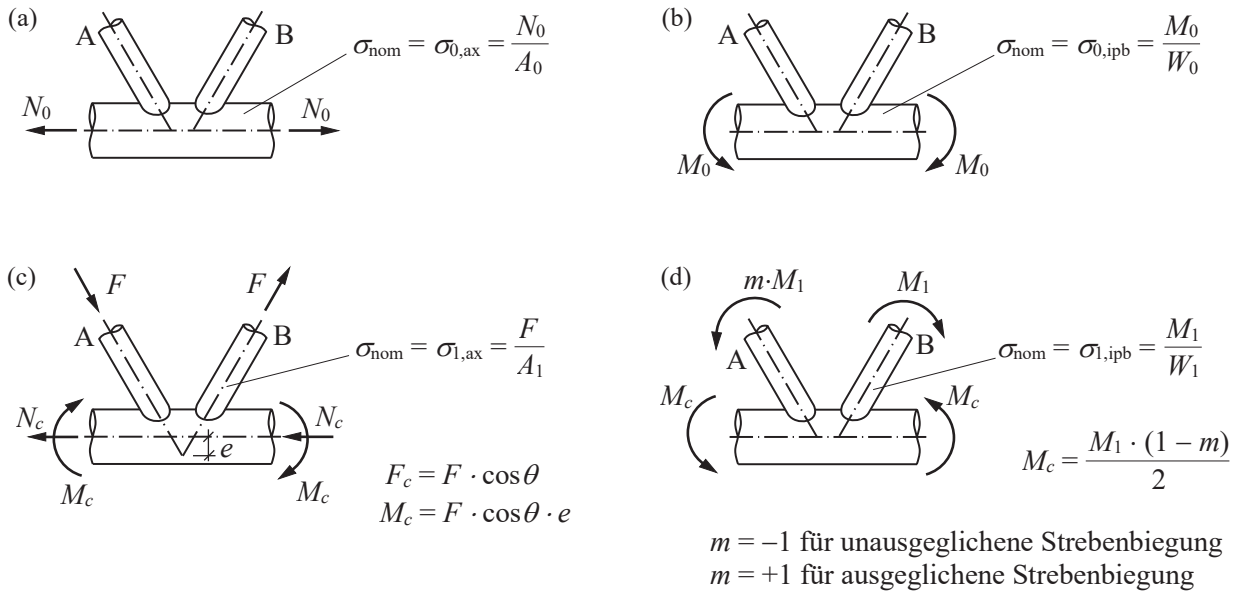
messungen an realen Tragwerken möglich, jedoch ist die Verwendung einer Finite-Elemente-Analyse üblicher. Nach den Empfehlungen aus [216] sind dabei die Spannungen rechtwinklig zur Schweißnaht zu betrachten, siehe dazu auch [131, S. 17]. Für Rundhohlprofilknoten sind dann an zwei Stützstellen in vorgegebenen Abständen zum Schweißnahtübergang $L_{r,min}$ und $L_{r,max}$ (vgl. Abb. 2.6) und anhand einer linear-elastischen Berechnung die Spannungen zu ermitteln. Die Extrapolationsabstände, wie sie aktuell für Rundhohlprofilknoten zur Anwendung kommen, sind Tab. 2.1 zu entnehmen. Diese sind in der Regel so groß, dass sie in einem von der Schweißnaht unbeeinflussten Bereich liegen. Abschließend können die Strukturspannungen durch lineare Extrapolation der berechneten Spannungen hin zum Schweißnahtübergang bestimmt werden, siehe Abb. 2.6. Anforderungen an das FE-Modell und die FE-Vernetzung sind z. B. in [159] vorgegeben.

Alternativ können Strukturspannungen auch über SCF-Werte berechnet werden, die aus Tabellen oder auch Diagrammen zu entnehmen sind, vgl. auch Abs. 2.1.3. Dieses Verfahren stellt auch eine in der Praxis gängige Methode dar. Die SCF-Werte für Rundhohlprofilknoten wurden anhand von Versuchsdaten abgesichert und sind mit Hilfe umfangreicher, numerischer Parameterstudien entwickelt worden. Siehe Gl. (2.5) aus [132] oder Gl. (2.2) zur Verwendung der SCF-Werte. Aus Gl. (2.5) lässt sich erkennen, dass die SCF-Werte getrennt für unterschiedliche Elementarlastfälle und jeweils für Strebe (Index 1) und Gurt (Index 0) zu bestimmen sind. Dabei ist auch zu berücksichtigen, dass sich die Strukturspannungen über den Umfang der Gurt-Streben-Verbindung ändern (Position i). Die einwirkenden Beanspruchungen müssen demnach zuerst in die Elementarlastfälle nach Abb. 2.7 (Lastfälle mit Biegung aus der Fachwerkebene nicht dargestellt) auf-

Tab. 2.1: Extrapolationsabstände für Rundhohlprofilknoten nach [216, S. 87]

Abstände vom Nahtübergang	Gurt		Strebe	
	Krone	Sattel	Krone	Sattel
$L_{r,min}^a$		$0,4 \cdot t_0$		$0,4 \cdot t_1$
$L_{r,max}^b$	$0,045 \cdot d_0$	$0,4 \cdot \sqrt[4]{0,25 \cdot d_0 \cdot t_0 \cdot d_1 \cdot t_1}$		$0,65 \cdot \sqrt{0,5 \cdot d_1 \cdot t_1}$
^a Für $L_{r,min}$ gilt: $L_{r,min} \geq 4 \text{ mm}$. ^b Für $L_{r,max}$ gilt: $L_{r,max} \geq L_{r,min} + 0,6 \cdot t_1$.				

2.3 Ermüdung dickwandiger Rundhohlprofilknoten



LEGENDE

- A_0, W_0 Querschnittswerte des Gurtprofils
- A_1, W_1 Querschnittswerte des Strebenprofils
- N_c kompensierende Normalkraft
- M_c kompensierendes Moment

Abb. 2.7: Elementarlastfälle: (a) Gurtnormalkraft, (b) Gurtbiegung in der Strebenebene, (c) Strebennormalkraft, (d) Strebenbiegung in der Strebenebene (Bild entnommen aus [131, Abb. 14.7])

geteilt werden, bevor sie mit den entsprechenden SCF-Werten multipliziert und schließlich zur einwirkenden Strukturspannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,HS}$ aufaddiert werden können.

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{E,HS,i} = & SCF_{0,ax,i} \cdot \Delta\sigma_{0,ax,i} + SCF_{0,ipb,i} \cdot \Delta\sigma_{0,ipb,i} \\ & + SCF_{0,opb,i} \cdot \Delta\sigma_{0,opb,i} + SCF_{1,ax,i} \cdot \Delta\sigma_{1,ax,i} \\ & + SCF_{1,ipb,i} \cdot \Delta\sigma_{1,ipb,i} + SCF_{1,opb,i} \cdot \Delta\sigma_{1,opb,i} \end{aligned} \quad (2.5)$$

Zwei der am häufigsten verwendeten Tabellenwerke und Formeln zur Bestimmung von SCF-Werten für Hohlprofilkonstruktionen sind die von CIDECT [216, S. 97] und von EFTHYMIIOU ET AL. [80]. In jüngster Zeit wurden mehrere Forschungsprojekte zur Erweiterung der bereits bestehenden SCF-Werte unter Berücksichtigung von unterschiedlichen Lastfällen und geometrischen Konfigurationen durchgeführt, wie z. B. die Untersuchungen von SCHUMACHER [179] oder die „Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau“ [133], durchgeführt an der Universität Stuttgart und finanziert von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt). Auch das Forschungsvorhaben FOSTA P815 [131] hat hier einen wesentlichen Beitrag zur Erweiterung der SCF-Werte geleistet, in dem vor allem der Anwendungsbereich auf dickwandige, ebene K-Knoten erweitert wurde. Zu nennen sind außerdem die im Rahmen des Forschungsvorhabens FOSTA P1132 [107] durchgeführten umfangreichen numerischen Untersuchungen, die u. a. die Anwendung von SCF-Werten auch auf dickwandige K-Knoten aus Rechteckhohlprofilen erweitern.

Ermüdungsfestigkeit. Die Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{C,HS}$ eines Hohlprofilknotens mit der Wanddicke des versagenden also maßgebenden Bauteils t und für eine bestimmte Anzahl an Schwing-

spielen N lässt sich wie folgt beschreiben:

$$\Delta\sigma_{C,HS} = \underbrace{\sqrt[m]{\frac{10^A}{N}}}_{\text{Kerbfall}} \cdot \underbrace{\left(\frac{t_{\text{ref}}}{t}\right)^B}_{\text{Wanddickeneinfluss}} \quad (2.6)$$

Umformuliert ist auch folgende Beziehung möglich:

$$\log \Delta\sigma_{C,HS} = \frac{1}{m} (A - \log N) + B \cdot \log \left(\frac{t_{\text{ref}}}{t} \right) \quad (2.7)$$

Die Beschreibungen umfassen dabei drei Parameter:

- (I) den Kerbfall, der durch den (theoretischen) Schnittpunkt A der S - N -Kurve mit der \log - N -Achse ausgedrückt wird,
- (II) die Steigung der Wöhlerlinie m und
- (III) einen Term zur Behandlung des Größeneinflusses einschließlich der Referenzwanddicke t_{ref} und eines entsprechenden Exponenten B , der nach [216] z. B. zu $0,06 \cdot \log N$ angenommen werden kann. t_{ref} definiert hierbei die Referenzwanddicke, für die kein Größeneinfluss berücksichtigt werden muss, während für t die Wanddicke eingesetzt wird, bei der der erste Wanddurchriss zu verzeichnen ist.

B und t_{ref} werden i.A. von den einzelnen Richtlinien festgelegt. Der Größeneinfluss, auch als Wanddickenabhängigkeit, Blechdickeneinfluss oder auch Maßstabseffekt bezeichnet, beschreibt dabei die Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit von der Größe bzw. den Abmessungen des betrachteten Kerbdetails. Die Ursachen für diese Abhängigkeit sind nach ØRJASÆTER [173] in einem statistischen, einem technologischen und einem spannungsmechanischen Größeneinfluss begründet.

In [216] sind für Wanddicken von bis zu 50 mm charakteristische Ermüdungsfestigkeiten auf Strukturspannungsniveau für Rundhohlprofilknoten angegeben. Für eine Referenzwanddicke von 16 mm ist hier ein Wert von $\Delta\sigma_{C,HS} = 114 \text{ N/mm}^2$ anzunehmen, umgerechnet aus der Dauerfestigkeit in Tabelle 3.2 aus [216, S. 30]. Auch VAN WINGERDE ET AL. [203] und API [4] geben charakteristische Ermüdungsfestigkeiten von $\Delta\sigma_{C,HS} = 114 \text{ N/mm}^2$ an. Demgegenüber ergibt sich nach DNV [69] eine etwas niedrigere Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_{C,HS} = 100 \text{ N/mm}^2$ (umgerechnet in [131] aus dem 97,7%-Fraktilwert von $\Delta\sigma_{C,HS} = 90 \text{ N/mm}^2$). Als mögliche Ursache für die im Gegensatz zu den restlichen Regelwerken geringere Ermüdungsfestigkeit wird in [131] die höhere Referenzwanddicke von 32 mm genannt. Im Eurocode 3, Teil 1-9 [58] werden hierzu keine direkten Angaben gemacht.

Als Abbruchkriterium ist bei allen genannten Regelwerken der *Wanddurchriss* angesetzt, wobei der Kerbfall 114 ursprünglich in [203] für das Abbruchkriterium *Bruch* hergeleitet worden ist. Die Ermüdungsfestigkeit für das Abbruchkriterium Wanddurchriss geben VAN WINGERDE ET AL. in [203, S. 133] ebenfalls an und liegt aufgrund der geringeren Streuung des Abbruchkriteriums bei einem nur geringfügig niedrigeren Wert von 107 N/mm^2 , siehe dazu auch [131, Tab. 2.5]. Für die Ermüdungsbemessung von Rundhohlprofilknoten wird trotz allem der Kerbfall 114 verwendet.

Dies liegt vermutlich unter anderem auch daran, dass einige Autoren des CIDECT-Design Guides 8 in [217, S. 5] dem Kerbfall 114 den Wanddurchriss als Versagenskriterium zuordnen.

Aus Sicht des Autors ist die bisherige Vorgehensweise als weniger kritisch einzustufen, da die beiden Abbruchkriterien zu keinem großen Unterschied in den Ermüdungsfestigkeiten führen. Jedoch sollte vor allem aus Gründen der *Robustheit* ermüdungsbeanspruchter Fachwerkstrukturen in Zukunft die tatsächliche Ermüdungsfestigkeit für das Abbruchkriterium *Wanddurchriss* zugrunde gelegt werden. Auch im Hinblick auf neuere Beobachtungen und Entwicklungen, die auf geringere Ermüdungswiderstände von K-Knoten aus Rundhohlprofilen schließen lassen und in Kap. 3 vorgestellt werden, erscheint dies empfehlenswert.

Ermüdungsnachweis. Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Ff} und γ_{Mf} lautet die Nachweisgleichung schließlich:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,HS} \leq \frac{\Delta\sigma_{C,HS}}{\gamma_{Mf}} \quad (2.8)$$

2.4 Ermüdung orthotroper Stahlfahrbahnen

2.4.1 Überblick

Die Ursprünge orthotroper Stahlfahrbahnen liegen vor allem in der Entwicklung der so genannten *Battledeck Floors* in den USA der 1930er Jahre. Hierbei wurden **orthogonal** zueinander ausgerichtete I-Träger übereinander angeordnet und so ein **anisotropes** Tragverhalten herbeigeführt, d. h. es wurde ein **orthotropes** Tragverhalten erzielt, siehe dazu auch [210] oder [97]. Vor allem in der Nachkriegszeit und mit den Berechnungsmöglichkeiten nach PELIKAN & ESSLINGER [165] oder auch GIENCKE [95] etablierten sich OSFP. Mit der Forderung nach einer immer wirtschaftlicheren Ausführung der Fahrbahnplatte entwickelten sich aus den anfänglich noch offenen Wulstprofilen die geschlossenen, torsionssteifen Hohlquerschnitte, wie z.B. die Trapezhohlsteifen, die auch heute noch Anwendung finden. Im Vergleich zu den offenen Profilen halbierte sich hierdurch auch die Anzahl der Schweißnähte zwischen Längsrippe und Deckblech.

Ein 1957 erteiltes Patent der damaligen DEMAG Aktiengesellschaft, das die Verwendung von Längsrippen mit U- oder den daraus entwickelten trapezförmigen Querschnitten patentrechtlich schützte, führte zur Ausführung der Rippen mit anderen Querschnittstypen wie den V- oder Y-förmigen Längsrippen, siehe dazu auch WEITZ [208]. Y-Profile setzen sich dabei aus zwei Flachblechen zusammen, die schräg an ein halbes I-Profil angeschweißt werden (s. rechter Längsrippenquerschnitt in Abb. 1.2). Die Seitenbleche wurden in sehr vielen Fällen am Querträgersteg gestoßen. Das halbe I-Profil wurde dabei entweder kontinuierlich durch die Querträgerstege hindurchgeführt oder mit Hilfe so genannter Durchbindelaschen verbunden. Der Schweißaufwand liegt bei zwei zusätzlichen Schweißnähten im Vergleich zu den Trapezprofilen um ein Vielfaches höher, zumal bei den Trapezprofilen der Einsatz von Schweißautomaten bei der Herstellung der Anschlussnähte zwischen Deckblech und Trapez möglich ist. Auch stellen gerade diese Schweißnähte einen zusätzlichen Gefährdungspunkt für das Auftreten von Ermüdungsschäden dar. Bei

den ersten ausgeführten OSFP mit torsionssteifen Hohlängsrippen (hier mit U-förmigem Querschnitt) wurden diese noch zwischen die Querträger eingepasst bzw. an den Querträgerstegen gestoßen, wie zum Beispiel bei der Weserbrücke Porta von 1954 (siehe DÖRNEN [73]) oder der Rheinbrücke Rees-Kalkar von 1967. Durch Herstelltoleranzen und Ungenauigkeiten konnte hier ein Achsversatz der Rippen nicht gänzlich ausgeschlossen werden, was wiederum zu einer zusätzlichen Beanspruchung der Schweißnähte führte.

Schon früh war man sich bewusst, dass die durchgehende Ausführung der Längsrippen grundsätzlich zu bevorzugen ist, siehe [73, S. 99]. Bestätigt wurde dies vor allem 1960 durch Untersuchungen von HÄNSCH & MÜLLER [110] am damaligen Zentralinstitut für Schweißtechnik in Halle, ehemalige DDR. Es konnte festgestellt werden, dass eine durch die Querträgerstege durchgehende Ausführung der Hohlängsrippen hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens die beste Variante darstellt. Auf Grundlage dieser Untersuchungen und der Entwicklung sowie des Einsatzes der Automaten-schweißung etablierte sich ab 1969 die Ausführungsart durchlaufender Längsrippen. Nach [208] wurden in Deutschland bis dahin insgesamt vier Stahlbrücken mit eingepassten Längsrippen und trapezförmigem Querschnitt ausgeführt.

Für die heutige Ausführung eingepasster Längsrippen müssen nach DIN EN 1993-2/NA, Abs. NCI NA.G.1.3.5.1(4) [60] mehrere Randbedingungen gegeben sein. Eine Umsetzung ist nur in Fällen „[...] mit extrem niedrigen Querträgerbauhöhen [wenn Querträgerstegausnehmungen den Querträger zu sehr schwächen würden, wie z.B. bei beweglichen Brücken], kleinen Querträgerabständen und nur leichtem Verkehr [...]“ erlaubt. Hierzu gibt Abs. NCI NA.G.1.3.5.3 von [60] weitere Angaben, wie z.B.:

- „die Brücken sind nur für leichten Verkehr (geringer Anteil vom Schwerverkehr) ausgelegt,
- der Querträgerabstand ist $\leq 2,75$ m,
- die Stähle für die Querträgerstege entsprechen den Z-Güte-Anforderungen nach DASt 014 [um Terrassenbrüche zu vermeiden],
- es wird eine Zusammenbau- und Schweißfolge Feld für Feld vorgesehen, mit der der Schweißschumpf minimiert wird.

Der Anschluss der Rippen an die Stege sollte mit Stumpfnähten erfolgen [...]“ [60].

Bis zur Entwicklung der *Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlfahrbahnen* [60, Anhang G] standen keine baurechtlich eingeführten Anforderungen an die Konstruktion, einschließlich der Schweißvorbereitung, Fertigung und Prüfung zur Verfügung, siehe auch Abs. 2.4.2, was die Entwicklung von ermüdungskritischen Details zusätzlich begünstigte.

2.4.2 Ermüdungsbemessung

Grundsätzlich ermöglicht DIN EN 1993-2, Abs. 9.1.2(1) [59] im Nationalen Anhang Bedingungen für die konstruktive Ausführung von OSFP festzulegen, die einen Ermüdungsnachweis für Straßenbrücken entbehrlich machen. In den *Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlfahrbahnen* im Anhang G des Nationalen Anhangs zur DIN EN 1993-2 [59] haben

diese Bedingungen Eingang gefunden. Diese basieren auf Empfehlungen, die 1994 durch eine Arbeitsgruppe des BMVBW erarbeitet wurden. Sie sichern durch definierte Anforderungen an die Ausführungsqualität eine ausreichende Ermüdungssicherheit der OSFP, so dass hierdurch ein rechnerischer Ermüdungsnachweis bei entsprechend den Anforderungen ausgeführten Neubauten entfallen kann. Für abweichende Ausführungen muss ein rechnerischer Nachweis der Ermüdungssicherheit mit dem entsprechenden Ermüdungslastmodell nach DIN EN 1991-2 [52] (vgl. Abs. 2.2.2) für den lokalen Fahrbahnbereich geführt werden. Der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit kann dann über das Nennspannungskonzept gemäß der in DIN EN 1993-1-9 [58, Tab. 8.8] definierten Kerbfälle erfolgen. Hier wird jedoch deutlich, dass diese Empfehlungen bisher noch verpflichtend sind, da aus den im Folgenden vorgestellten Gründen ein Ermüdungsnachweis für lokale und direkt befahrene Fahrbahnbereiche derzeit noch nicht ohne weiteres möglich ist. Die zu verwendenden Ermüdungslastmodelle dienen deshalb vor allem zur Überprüfung und Bewertung von Instandsetzungs- und Sanierungsmaßnahmen an Bestandsbrücken.

Wegen der im Folgenden beschriebenen zusätzlichen Beanspruchungen ist eine einfache Bestimmung von Nennspannungen für den einfachen Ermüdungsnachweis nur konservativ und ansatzweise möglich:

- *Geometrische Kerben*: Schweißnähte stellen infolge ihrer Geometrien, einschließlich der Schweißnahtübergänge und Schweißnahtwurzeln, Kerben dar, wodurch sich lokal im Bereich der Schweißnähte sprunghaft die Steifigkeiten ändern und in lokalen Spannungserhöhungen resultieren.
- *Metallurgische Kerben*: Infolge Eigenspannungen und Materialinhomogenitäten, hervorgerufen durch den Schweißprozess, entstehen zusätzliche undefinierte Spannungserhöhungen.
- *Lasteinleitung*: Durch die Einleitung überrollender Lasten aus dem Verkehr in die OSFP entstehen lokale Spannungsspitzen mit unterschiedlichen Spannungskomponenten. Die Spannungsspitzen können sich dabei je nach Art, Zustand und Geometrie des lastverteilenden Mediums (z. B. Asphalt) ändern.
- *Globale Geometrie*: Durch die komplexe Geometrie, die sich im Anschlussbereich von Deckblech-Querträger-Längsrippe ergibt, ist eine genaue Bestimmung der Lastpfade und damit die Angabe von Nennspannungen schwierig. Deshalb muss vorrangig auf konservative Abschätzungen und Berechnungsmethoden zurückgegriffen werden.
- *Zwängungen*: Neben den reinen Kraftgrößen, die von der Längsrippe auf den Querträgersteg übertragen werden müssen, nennt DIN EN 1993-2 [59, Abs. C.1.3.5.1] auch Verformungsgrößen, die zu Biegespannungen in den Längsrippenstegen zum Beispiel durch *aufgezwungene* Scheibenverformungen des Querträgerstegs (s. Abb. 2.8) oder durch Behinderung der Längsrippenverformungen durch das Querträgerstegblech führen, siehe auch SEDLACEK [181].

Diese zusätzlichen Beanspruchungen sind dabei auch in vielen anderen Schweißkonstruktionen vorzufinden. Z. B. in K-Knoten aus Rundhohlprofilen sind Spannungserhöhungen infolge der geometrischen und metallurgischen Kerbe oder auch infolge der Steifigkeitssprünge in den An-

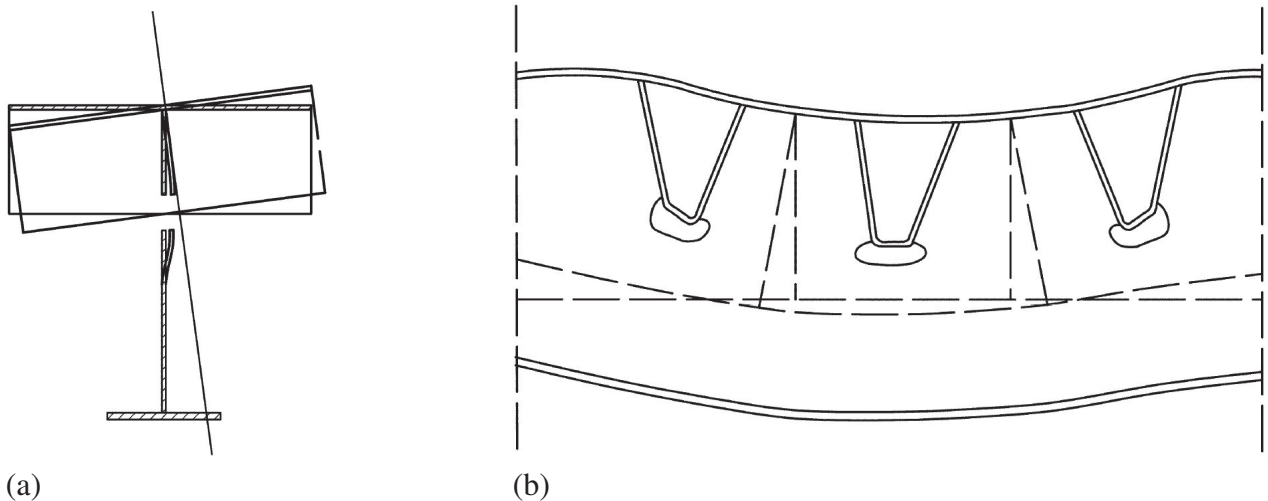


Abb. 2.8: (a) Verdrehungen der Längsrippen am Querträgeranschluss [59, Bild C.9, links], (b) Eingeprägte Verformungen der Längsrippen infolge der Dehnungsverteilung im Querträgersteg [59, Bild C.9, rechts]

schlussbereichen zwischen Gurt und Strebe entscheidend für den stark nicht-linearen Verlauf der umlaufenden Spannungen, siehe hierzu auch Abs. 2.3.

Insgesamt lässt sich damit gut erfassen, dass eine Verwendung von FE-Berechnungen bei der Bemessung von OSFP, die nicht den konstruktiven Vorgaben von DIN EN 1993-2 entsprechen, zurzeit unabdingbar ist. Dies gilt somit für die Mehrheit der Stahlbrücken im Bestand.

2.4.3 Schadenskategorien

Entsprechend ihrer Lage in der OSFP können nach SEDLACEK & PASCHEN [181] typische Ermüdungsschäden den *Schadenskategorien 1 bis 4* zugeordnet werden, s. auch Abb. 2.9. Berücksichtigt werden hierbei aber ausschließlich Schäden, deren Ursachen im Bauwerk selbst liegen. Das heißt also, dass die Schadensursachen nach RUHRBERG [175] auf die Planung, die Ausführung und verwendeten Baustoffe zurückzuführen sind. Dies äußert sich zumeist in der Ausbildung von Rissen, die infolge einer Materialermüdung entstehen. Darunter fallen keine Schäden, die während der Bauausführung aufgetreten sind oder die durch Fremdeinwirkung verursacht wurden.

Kategorie-1-Schäden. Zu den Kategorie-1-Schäden, die das Deckblech der Stahlbahnplatte betreffen, gibt es schon eine Reihe von Untersuchungen zur Problematik und über die Ertüchtigung dieser Art von Schäden (u. a. [31, 87, 102, 122, 151, 154, 158, 182, 190, 192, 194, 196, 201]).

Die einzelnen Ertüchtigungskonzepte, die jeweils auch eine Instandsetzung beinhalten, können dabei nach STRANGHÖNER [191, Bild 2] in die folgenden Konzeptbereiche unterteilt werden:

- Verstärkung der Stahlstruktur, z.B. durch Aufkleben von Stahlblechen auf die Deckblechoberseite zur Vergrößerung der Blechdicken, siehe [191].
- (Teil-)Substitution des Asphaltbelags, z.B. durch Ersetzen des Gussasphalts mit einem Sandwich-Platten-System (SPS) bestehend aus zwei Stahlblechen und einem Polyurethan-Elastomer-Kern nach FELDMANN [87, 182].

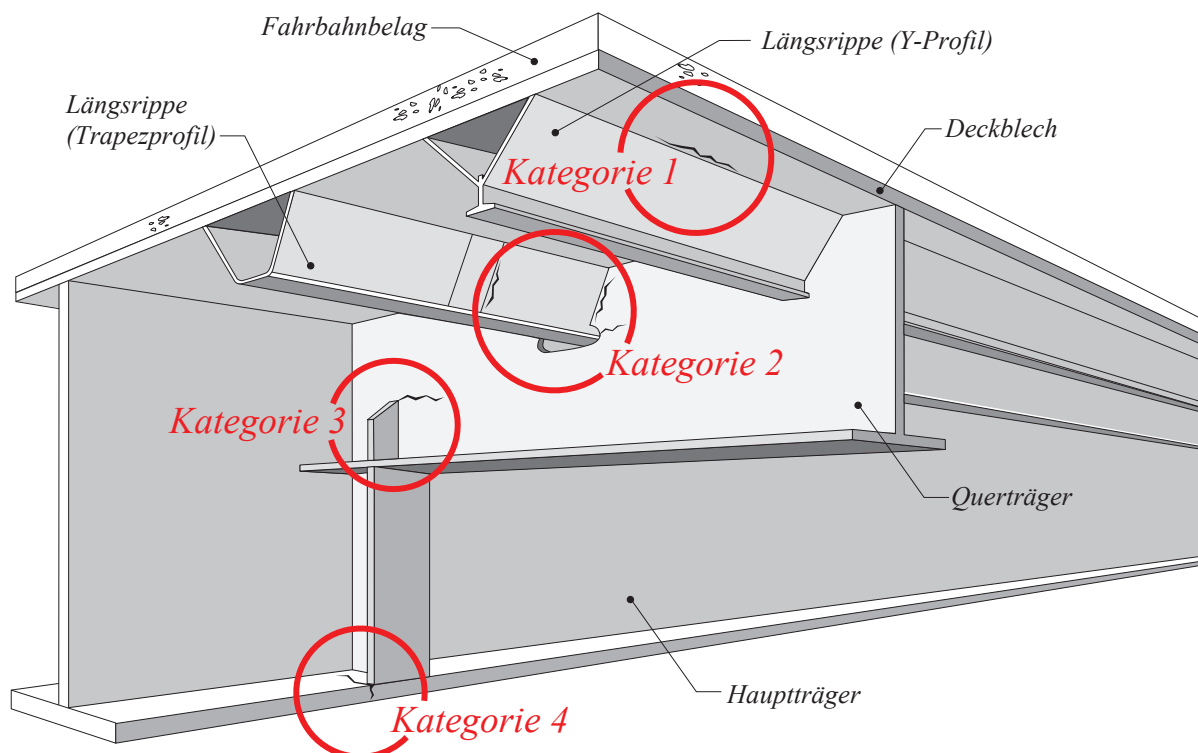


Abb. 2.9: Übersicht der Schadenskategorien 1 – 4. Hier beispielhaft mit 2 möglichen Ausführungsvarianten des Längsrippenquerschnitts

- Modifikation des Asphaltbelags, z.B. durch die Verwendung eines hohlraumreichen Asphaltgerüsts mit nachträglicher Verfüllung (HANV) (siehe hierzu den BAST-Bericht [192]).

Für eine genauere Beschreibung der weiteren oben erwähnten Maßnahmen sei an dieser Stelle auf die genannten Quellen verwiesen.

Erwähnenswert sind aber die Untersuchungen von MORISHITA ET AL. [154], in denen für Kategorie-1-Schäden Sanierungs- bzw. Verstärkungsmaßnahmen mit geschraubten Lösungen betrachtet wurden. Diese sind ebenfalls ohne Verkehrssperrungen umsetzbar [154, S. 1]. Die Sanierungsmaßnahme besteht aus Stahlwinkeln, die über Blindnietsschrauben an die Längsrippen und über *Stud Bolts* oder angeschweißte Gewindebolzen an die Unterseite der Deckbleche geschraubt werden. Aufgrund des Winkels zwischen Deckblech und Längsrippenseitenblech ist eine Verwendung von gewalzten Winkeln nicht möglich. Deswegen wurden Ausführungsvarianten des als *Patch Plate* bezeichneten Verstärkungswinkels aus kaltgeformten Blechen und aus Stahlguss untersucht, siehe Abb. 2.10. Ermüdungstechnische Untersuchungen hierzu waren zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit keine bekannt.

Kategorie-2-Schäden. Die Ursache für Schäden der Kategorie 2, also Schäden, die in den Anschlussbereich zwischen Längsrippe und Querträger fallen, liegt vor allem in der ungünstigen Ausbildung vieler eingepasster Längsrippen, z.B. Y-Profile mit Durchbindelasche. Vereinzelt haben sich jedoch auch Probleme bei durchlaufenden Längsrippen gezeigt, wie z.B. in Japan [151] oder auch in Deutschland [190], die in diesen Fällen auf eine ermüdungskritische Ausführung der Querträgerstegausnehmungen zurückzuführen sind. Die auftretenden Ermüdungsrisse der Kate-

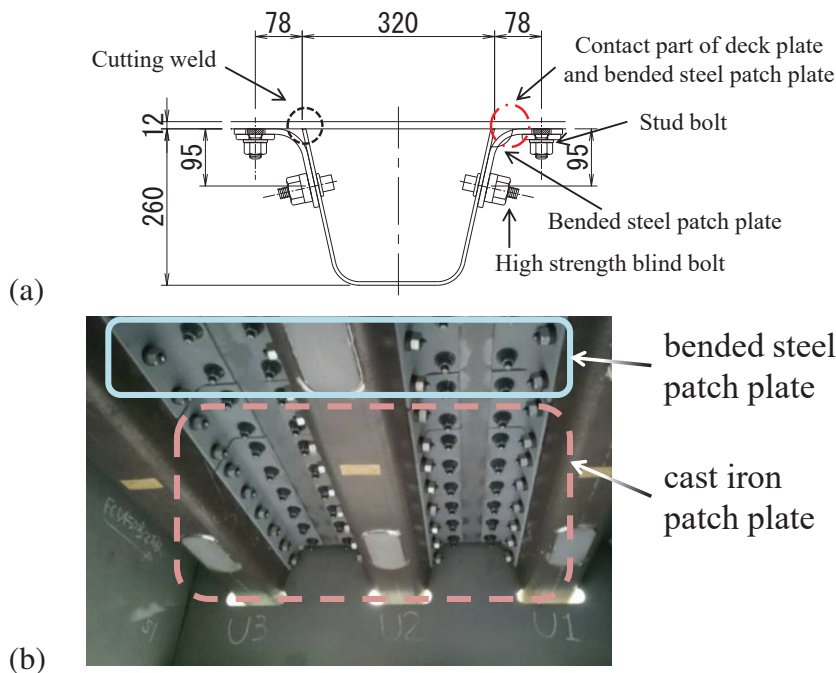


Abb. 2.10: (a) Schematische Darstellung der Sanierungsmaßnahme für Schäden der Kategorie 1 [154, Fig. 1] und (b) Sanierungsmaßnahme im Einbauzustand [154, Fig. 3(b)]

gorie 2 können in Anlehnung an die Klassifizierung nach [181, Tabelle 1] in drei weitere Untergruppen oder Hauptschadensgruppen (hier für Schäden an Längsrippen mit Trapezhohlsteife) unterteilt werden, vgl. Abb. 2.11. Durch die Untersuchungen in [136], wo für eine größere Anzahl von bestehenden orthotropen Straßenbrücken die Schadensberichte analysiert wurden, fand diese Unterteilung Bestätigung.

- **Kategorie 2a:** Ermüdungsschäden, die bei durchgehenden Rippen von einem sog. Fensterstoß ausgehen (Stoß der Längsrippen im Feld, s. Abb. 2.11 (a)).
- **Kategorie 2b:** Ermüdungsschäden, die von der Schweißnaht zwischen eingepasster Längsrippe und Querträgersteg ausgehen (Abb. 2.11 (b)). Der Ermüdungsriss kann sich in diesem Fall an drei unterschiedlichen Punkten ausbilden: Erstens an der Schweißnahtwurzel, zweitens vom Schweißnahtübergang zur Längsrippe oder drittens vom Schweißnahtübergang zum Querträgersteg ausgehend. Von diesen drei Rissinitiierungspunkten stellt der Erstgenannte den kritischsten Fall dar, da sich der Riss bis zur Detektion im Inneren so weit ausdehnen kann, dass er in kurzer Zeit zum kompletten Abtrennen der Längsrippe vom Querträgersteg führt. Auch Kombinationen von Rissen unterschiedlicher Ausgangspunkte sind denkbar.
- **Kategorie 2c:** Ermüdungsschäden, die bei durchgehenden Längsrippen von der Ausnehmung im Querträgersteg ausgehen (Abb. 2.11 (c)).

Die Untersuchungen in [136] zeigten außerdem, dass die Schadenskategorie 2b die am häufigsten auftretende Kategorie darstellt. Bisherige Instandsetzungs- und Sanierungsmaßnahmen für Schäden der Kategorie 2 werden im Rahmen dieser Arbeit in Abschnitt 7.1 kurz beschrieben und vorgestellt.

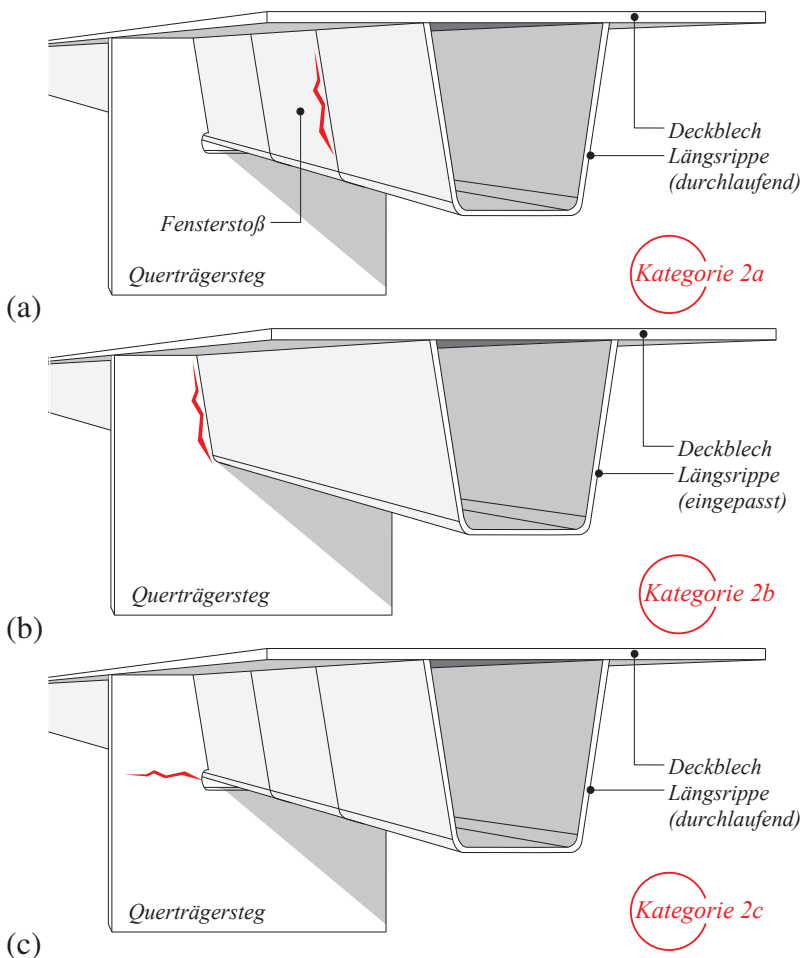


Abb. 2.11: Untergruppen der Kategorie-2-Schäden: (a) Schäden der Kategorie 2a, (b) Schäden der Kategorie 2b, (c) Schäden der Kategorie 2c, nach [92]

Kategorie-3-Schäden. Die Schadenskategorie 3 betrifft Bauteile und Anschlüsse im Quersystem der Stahlbrücken mit OSFP (s. auch die Forschungsarbeiten von UNGERMANN ET AL. [200]). Als die häufigste Ursache stellte sich im Zuge der Zusammenstellung in [200], neben mangelhafter Ausführungsqualitäten, die bei der ursprünglichen statischen Berechnung angesetzte gelenkige Verbindung zwischen Querträger und Hauptträgerquersteife heraus. Die fehlende Berücksichtigung der Rahmenwirkung der Quersysteme und der damit verbundenen beachtlichen Biegemomente in den Rahmenecken führten im Laufe der Zeit zu Schäden an einer Vielzahl von Stahlbrücken.

Kategorie-4-Schäden. Schließlich umfassen Kategorie-4-Schäden Schäden an dem Haupttragssystem der Stahlbrücke.

2.4.4 Bisherige Untersuchungen des Anschlussbereichs *eingepasste Längsrippe-Querträgersteg*

Da die Ermüdungsschäden der Kategorie 2b (siehe auch Abs. 2.4.3), für die im Rahmen dieser Arbeit ein Sanierungskonzept untersucht wird, vor allem bei eingepassten Längsrippen auftreten, werden im Folgenden bisher durchgeführte Untersuchungen an eingepassten Längsrippen in der Literatur kurz zusammengefasst. Für experimentelle wie numerische Untersuchungen an durch-

laufenden Längsrippen gibt es in der Literatur eine Vielzahl an Forschungsarbeiten, auf die jedoch nicht näher eingegangen wird. Zu nennen sind hier unter vielen anderen die Untersuchungen von BEALES [10], CUNINGHAME ET AL. [24], DEXTER ET AL. [35] und die umfangreiche Zusammenstellung von KOLSTEIN [123]. Auch sind die detaillierten experimentellen und numerischen Untersuchungen zum Tragverhalten der Anschlüsse zwischen Querträger und Längsrippen von LEENDERTZ [139] zu erwähnen.

Untersuchungen von HÄNSCH & MÜLLER. Erste experimentelle Untersuchungen wurden in den 1960er Jahren von HÄNSCH & MÜLLER [110] im Auftrag des Ministeriums für Verkehrswesen der damaligen DDR beim Zentralinstitut für Schweißtechnik in Halle (Saale) durchgeführt. Hierbei konnte festgestellt werden, dass durchlaufende Hohlrippen höhere Ermüdungsfestigkeiten aufweisen als Unterbrochene. Auch wurden die Anschlussvarianten *Kehlnaht* und *Halbe V-Naht* näher betrachtet. Abschließend ließen die Prüfkörper mit eingepasster Längsrippe und umlaufender Kehlnaht eine um ein Vielfaches geringere Ermüdungsfestigkeit erkennen. Von dieser Ausführungsvariante wird in [110] deshalb ausdrücklich abgeraten. Durchgeführt wurden dabei ausschließlich Drei-Punkt-Biegeversuche, sodass Biegeeffekte des Querträgerstegs nicht berücksichtigt wurden.

Untersuchungen von NUNN. Weitere Untersuchungen wurden 1974 am Transport and Road Research Laboratory (TRRL), UK von NUNN [160] durchgeführt. Diese beinhalteten in einem ersten Schritt Langzeituntersuchungen einer Brücke der A40 in Denham, UK mit zwei speziellen Fahrbahnausschnitten, unterschiedlichen Fahrbahnbelägen (9 mm Kunstharz und 38 mm Asphalt) und eingepassten Längsrippen. Nach ca. fünf Jahren zeigten sich schon die ersten Ermüdungsschäden der Kategorie 2b an den Übergängen der Kehlните der Längsrippen-Querträger-Anschlüsse, deren Fahrbahnbelag aus der dünnen Kunstharzschicht bestand. Als Gründe für die Ermüdungserscheinungen wurden die Schwerverkehrslasten und die geringe Ausführungsqualität ermittelt. Die ungeeigneten Fertigungsreihenfolgen und -methoden sowie die durchgeführte Wärmenachbehandlung zum Richten des Deckblechs begünstigten die Ermüdungserscheinungen.

Im zweiten Schritt des Vorhabens (s. [160]) wurden dann einzelne Längsrippen-Querträger-Anschlüsse in Drei-Punkt-Biegeversuchen auf Ermüdung untersucht, siehe Abb. 2.12. Der Anschluss der Längsrippen an den Querträgersteg erfolgte mittels 6 mm dicken Kehlните. Bei allen Versuchen wurden die Ermüdungsriss an den Schweißnahtwurzelpunkten initiiert und wuchsen durch die Schweißnaht hindurch. Die Risse bildeten sich vor allem in den Eckpunkten des Längsrippen-

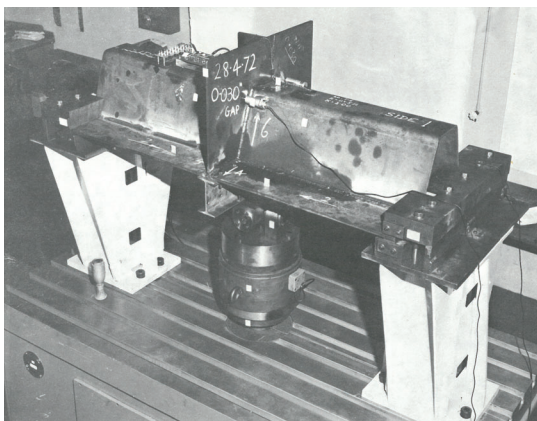


Abb. 2.12: Versuchsstand mit eingebautem Prüfkörper, Bild aus [160, Plate 3]

untergurtes aus. Eines der Ergebnisse war, dass kein Zusammenhang zwischen Ermüdungsfestigkeit und Schweißabfolge sowie Spaltmaß festgestellt werden konnte. Darüber hinaus wiesen die Prüfkörper mit einem Spalt zwischen Längsrippe und Querträgersteg unter einer Druckspannung eine höhere Ermüdungsfestigkeit auf als Prüfkörper ohne Spalt. In allen anderen Fällen war kaum ein Unterschied im Ermüdungsverhalten zu erkennen.

Im dritten und letzten Schritt (s. [160]) wurden in Großversuchen vollständige Fahrbahnplattenausschnitte getestet. Zusammenfassend zeigten diese Versuche höhere Lebensdauern als die Bauteilversuche aus Schritt zwei. Außerdem war auch hier eine Rissbildung ausgehend von den Nahtübergängen feststellbar. Der Anschluss eingepasster Längsrippen an die Querträger mit Hilfe von Kehlnähten wurde schließlich dem Kerbfall *G* der BS 153 von 1972 zugeordnet. Dieser entspricht einer charakteristischen Ermüdungsfestigkeit von 50 N/mm^2 .

Untersuchungen von CUNINGHAME. Weitere experimentelle Untersuchungen des Anschlussbereichs Querträger-Längsrippe wurden 1990 von CUNINGHAME [22], ebenfalls am Transport and Road Research Laboratory (TRRL), UK, durchgeführt. Die einzelnen Prüfkörper wurden im Rahmen dessen als Einfeldträger mit Kragarm konzipiert, um dadurch die Biegung der Querträgerstege aus der Ebene abbilden zu können. Siehe hierzu auch Abb. 2.13. Mit Hilfe der Ermüdungsversuche sollten das generelle Ermüdungsverhalten sowie unterschiedliche Nahtausführungen zwischen Längsrippe und Querträger näher betrachtet werden. Grundsätzlich konnte festgestellt werden, dass sich die Ermüdungsriss bei der Ausführung als 6 mm Kehlnaht an den Schweißnahtwurzelpunkten ausbildeten. In so gut wie allen anderen Fällen wurden die Ermüdungsriss an den Schweißnahtübergängen initiiert. Verglichen wurden die Versuchsergebnisse schließlich mit den Versuchsdaten aus [160]. Hier zeigte sich, dass die Datenpunkte aus [22] mit den Versuchsdaten an den Fahrbahnplattenausschnitten aus [160] ein gemeinsames Streufeld bilden. Die Versuche an den einzelnen Längsrippen in [160] lagen hierbei im unteren Bereich des Streufeldes. Abschließend konnte zusammengefasst werden, dass auch in diesem Fall der Anschlussbereich *eingepasste* Längsrippen-Querträger dem Kerbfall *G* der BS 153 von 1972 zu-

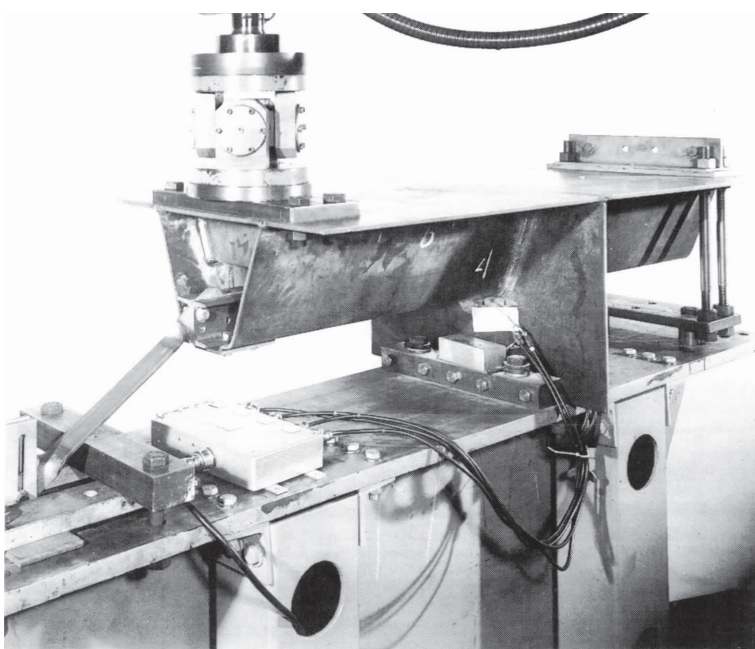


Abb. 2.13: Versuchsstand für die Untersuchungen an Längsrippen mit eingebautem Prüfkörper, entnommen aus [22, Fig. 15]

geordnet werden kann (entspricht Kerbfall 50 nach DIN EN 1993-1-9 [58]). Ein Einfluss der Nahtausbildung auf die Ermüdungsfestigkeit konnte dabei nicht festgestellt werden.

Untersuchungen von KUHLMANN & HUBMANN. Untersuchungen an eingepassten Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt wurden im Rahmen des BAST-Vorhabens [136] an der Universität Stuttgart durchgeführt. Ziel des Projekts war es, typische Details mit Schäden in Form von Rissen im Bereich von Anschlüssen im Längssystem zusammenzustellen, den Erfahrungsstand zu bisher durchgeführten Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen aufzubereiten und zu bewerten sowie innovative Sanierungsmaßnahmen zu konzipieren und zu testen. Hierzu wurden die einzelnen Prüfkörper in Anlehnung an bestehende Brückenkonstruktionen gefertigt und anschließend zuerst in Ermüdungsversuchen im ursprünglichen bzw. unsanierten Zustand bis zum Ermüdungsversagen geprüft. Der Versuchsaufbau wurde dem Versuchsstand aus [22] (siehe Abb. 2.13) nachempfunden und ist in Abb. 2.14 dargestellt. Wie erwartet, traten unter anderem Schäden der Kategorie 2b auf (s. Abb. 2.15 (a)). Weitere Ermüdungsrisse konnten jedoch sowohl am Passplättchen, als auch an der Durchbindelasche des Y-Profiles detektiert werden (s. Abb. 2.15 (b)). Das Passplättchen dient dabei dazu, die Längshohlsteife und das halbe I-Profil, das im Anschlussbereich an die Querträger nicht durchgehend ausgeführt wurde, bis an den Querträgersteg heranzuführen. Aufgrund der nur geringen Anzahl an Ermüdungsversuchen war eine statistisch abgesicherte Herleitung von Ermüdungsfestigkeiten jedoch nicht möglich.

Eine nachträgliche Auswertung, gemeinsam mit den Daten an eingepassten Längsrippen mit Querträgerstegbiegung aus der Ebene, entnommen aus [123, Figure 5.15], konnte im Zuge des Vorhabens [127] erfolgen. Die hergeleitete charakteristische Ermüdungsfestigkeit ergab sich dabei zu 65 N/mm^2 . Die Abschätzung für $\Delta\sigma_C$ in den Untersuchungen aus [22] von 50 N/mm^2 konnte somit auch für Längsrippen mit Y-Profil bestätigt werden, vgl. [127].

Der vom Eurocode 3 Teil 1-9 für gestoßene Längsrippen vorgegebene Kerbfall 36 [58, Tab. 8.8, Detail 3] ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass die Versuche aus [110] und [160] ohne Stegbiegung eine geringere Ermüdungsfestigkeit aufwiesen. NUNN [160, S. 9, Abs. 6.2] erläutert hierzu selbst, dass solch ein Beanspruchungszustand, in dem der Querträgersteg ausschließlich Zugspannungen erfährt, in realen Tragwerken nicht vorkommen kann. KOLSTEIN wertet in [123, Figure 5.81] trotz dessen alle an eingepassten Längsrippen erzielten Versuchsdaten aus und kann

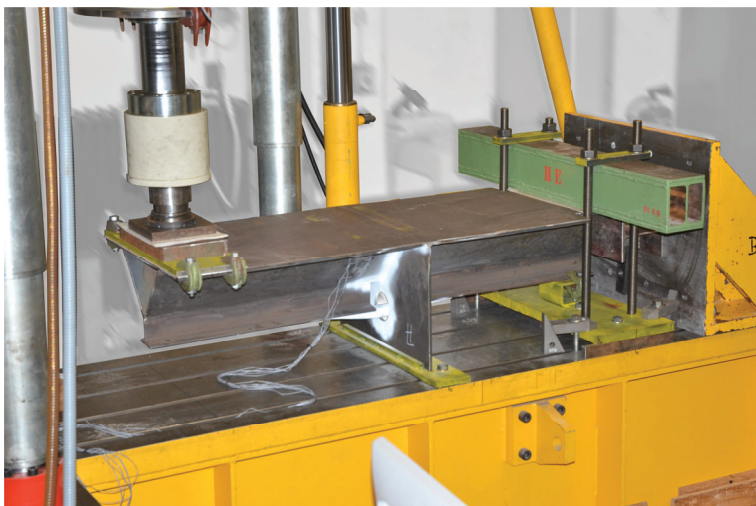


Abb. 2.14: Versuchsstand der Universität Stuttgart für die Untersuchungen am Längsrippen-Querträger-Stoß mit eingebautem Prüfkörper mit Y-Profil, aus [136] (bearbeitet)

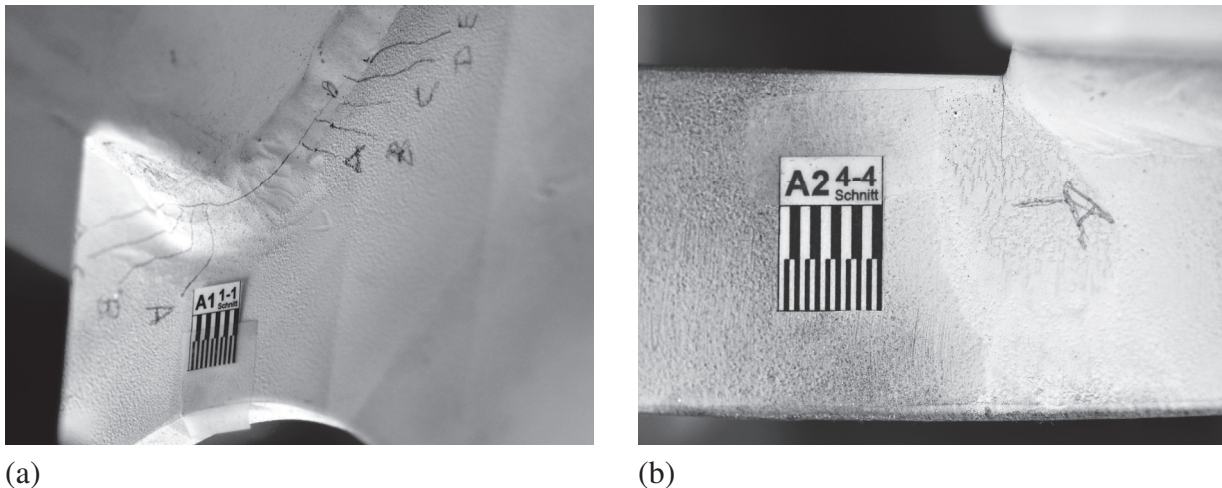


Abb. 2.15: (a) Ermüdungsriß der Kategorie 2b [136, Bild 5.13 b)] und (b) Ermüdungsriß an der Durchbindelasche der Testserie A aus [136, Bild 5.13 d)]

ebenfalls nur den Kerbfall 40 herleiten. Die Vernachlässigung der Querträgerstegbiegung und des sich eigentlich einstellenden Drucks in der Querträgerstegebene erscheint daher eher als zu konservativ.

2.5 Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken im Bestand

Noch bevor Brückenbauwerke im Bestand saniert oder instandgesetzt werden, sind sie unter Berücksichtigung des Bauwerkszustands hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit zutreffend zu bewerten. In [11] wird hierzu angegeben, dass die heutigen Regelwerke für eine Bewertung jedoch nur bedingt geeignet sind. Dies war der vorrangige Grund für die Erarbeitung einer *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)* [17]. Das primäre Ziel der Richtlinie und der darin enthaltenen speziellen Regelungen ist die Ausnutzung weiterer Reserven des Tragwerks und der Werkstoffe unter Berücksichtigung des Zuverlässigkeitsniveaus, um so den Handlungsrahmen für den Planer zu erweitern.

Grundsätzlich stellt die Nachrechnung ein Verfahren mit vier Stufen dar, das mit zunehmender Stufe an Genauigkeit, aber auch an Aufwand zunimmt. Können die Nachweise innerhalb einer Stufe nicht eingehalten werden, ist die nächst höhere Stufe anzuwenden. Im Folgenden wird hierzu die Nachweisführung gegen Ermüdung betrachtet:

- In Stufe 1 werden zuerst Bauwerkszustand und -alter vernachlässigt und der Nachweis nach Eurocode sowie unter Ansatz des FLM 3 und von Schadensäquivalenzfaktoren geführt. Welches Nachweiskonzept nach Abs. 2.1 anzuwenden ist, wird nicht explizit genannt. Nach dem NDP zu 9.1.2(1) in DIN EN 1993-2/NA [60] darf der Nachweis der rechnerischen Ermüdungsfestigkeit unter Verwendung der Nennspannungsschwingbreiten mit oder ohne geometrischen Kerbfaktor des betrachteten Kerbdetails geführt werden.

- In Stufe 2 darf alternativ zu Stufe 1 der Ermüdungsnachweis unter Ansatz des FLM 4 und durch eine Schädigungsberechnung durchgeführt werden. Hier wird dem Planer auch die Möglichkeit eröffnet, den Nachweis nach dem Strukturspannungskonzept mit den Ermüdungsfestigkeitskurven nach DIN EN 1993-1-9, Anhang B [58] zu führen, wenn keine zutreffenden Kerbfalldetails im Kerbfallkatalog geregelt sind. Bei OSFP ist darüber hinaus eine statistische Häufigkeitsverteilung der Laststellungen in Brückenquerrichtung zu berücksichtigen.
- Stufe 3 berücksichtigt Messergebnisse, die am Bauwerk ermittelt wurden, und ist aufgrund des erhöhten Aufwands nur in Abstimmung mit den Obersten Straßenbaubehörden der Länder anzuwenden.
- Stufe 4 ist ebenfalls nur in Abstimmung mit den Obersten Straßenbaubehörden der Länder anzuwenden. Sie beinhaltet vor allem einen Nachweis auf Grundlage der Bruchmechanik.

Nach jeder Nachrechnung werden die Ergebnisse bewertet und das Bauwerk einer Nachweisklasse A bis C zugeordnet. Aus der Nachweisklasse lässt sich dann schlussfolgern, ob sich Auflagen (wie z. B. eine erforderliche Sanierung) oder ggf. auch Einschränkungen für die Nutzung (wie z. B. Verkehrseinschränkungen) des Bauwerks ergeben.

2.6 Zusammenfassung

Dieses Kapitel fasst die wesentlichen Grundlagen zusammen, die für das Ermüdungsverhalten der beiden in dieser Arbeit betrachteten Tragsysteme für Straßenbrücken von Bedeutung sind. Dazu gehören Aspekte, die die Ermüdung von K-Knoten aus Rundhohlprofilen in Stahlverbundbrücken oder auch des Anschlussbereichs Längsrippe-Querträger in orthotropen Stahlfahrbahnen betreffen. Ergänzend werden die wichtigsten Bemessungskonzepte für den Ermüdungsnachweis oder auch die Herleitung der Ermüdungslastmodelle, die nach aktuellem EC1, Teil 2 [52] für Brücken anzusetzen sind, vorgestellt. Für Straßenbrücken im Bestand wurde abschließend die Nachrechnungsrichtlinie zusammengefasst, anhand derer die Entscheidung über Auflagen, wie z. B. Sanierungs- und Instandsetzungsmaßnahmen, und Nutzung von Bestandsbrücken getroffen wird. Dadurch, dass es sich beim Brückenbau aber um ein umfangreiches und auch weitreichendes Themengebiet handelt, kann dieses Kapitel keinen Anspruch auf Vollständigkeit erheben, sodass an dieser Stelle auf weiterführende Literatur verwiesen wird.

TEIL II: Ermüdung von dickwandigen
Rundhohlprofilknoten – Normativer Hintergrund,
Neuere Entwicklungen und Einflüsse der
Schweißnahtausführung

Normativer Hintergrund und neuere Entwicklungen zur Ermüdungsfestigkeit von K-Knoten aus Rundhohlprofilen

3.1 Normativer Hintergrund zur aktuellen Kerbfalleinstufung für das Nennspannungskonzept

3.1.1 Einleitung

Die Entwicklung der Kerbfalleinstufung von geschweißten K- und N-Knoten in Fachwerkträgern aus Rundhohlprofilen mit Spalt, die zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit im Eurocode 3, Teil 1-9 hinterlegt sind (siehe Detail 1, Tabelle 8.7 in [58] bzw. Abb. 3.1) sowie die darin angegebenen Anforderungen an die Knotengeometrien fand schrittweise und über einen längeren Zeitraum statt.

Zwischen Ende der 1960er und Anfang der 1970er Jahre konnte international eine Vielzahl von Ermüdungsversuchen an Rundhohlprofilknoten durchgeführt werden, sodass eine Großzahl an Versuchsdaten zur Auswertung bereit stand. Im Zuge der Überarbeitung der damaligen Regel-

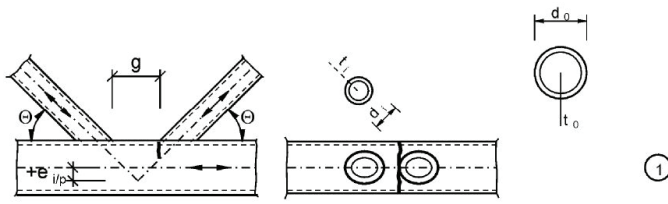
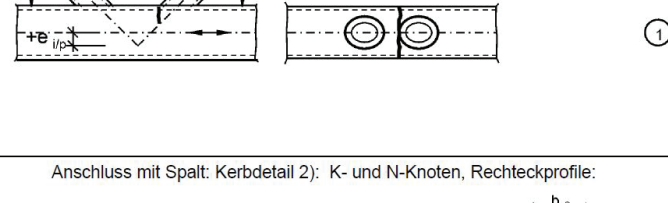
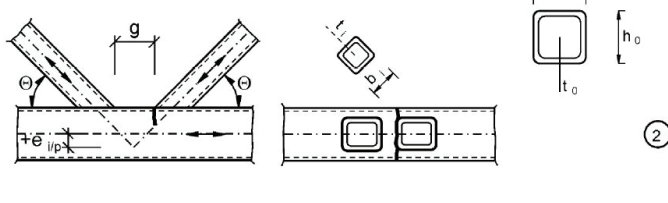
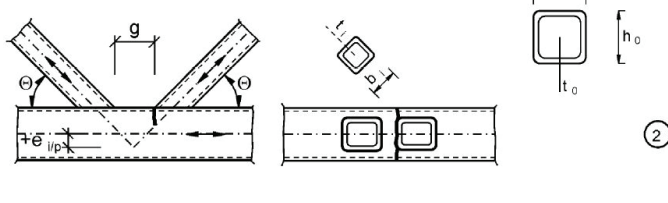
Kerbfall	Konstruktionsdetail	Anforderungen
90 $m = 5$	$\frac{t_0}{t_i} \geq 2,0$ 	Kerbfälle 1) und 2): – Es sind getrennte Nachweise für Gurte und Diagonalen zu führen. – Bei Zwischenwerten von t_0/t_i ist zwischen den Kerbgruppen linear zu interpolieren. – Bei Diagonalen mit $t \leq 8$ mm sind Kehlnähte erlaubt. – t_0 und $t_i \leq 8$ mm – $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ – $b_0/t_0 \cdot t_0/t_i \leq 25$ – $d_0/t_0 \cdot t_0/t_i \leq 25$ – $0,4 \leq b_l/b_0 \leq 1,0$ – $0,25 \leq d_l/d_0 \leq 1,0$ – $b_0 \leq 200$ mm – $d_0 \leq 300$ mm – $-0,5h_0 \leq e_{vp} \leq 0,25h_0$ – $-0,5d_0 \leq e_{vp} \leq 0,25d_0$ – $e_{ovp} \leq 0,02b_0$ oder $\leq 0,02d_0$ [e_{ovp} : Ausmittigkeit rechtwinklig zur Verbandsebene] Kerbfalleinstufung 2): $0,5(b_0 - b_i) \leq g \leq 1,1(b_0 - b_i)$ und $g \geq 2t_0$
45 $m = 5$	$\frac{t_0}{t_i} = 1,0$ 	
71 $m = 5$	$\frac{t_0}{t_i} \geq 2,0$ 	Kerbfälle 1) und 2): – Es sind getrennte Nachweise für Gurte und Diagonalen zu führen. – Bei Zwischenwerten von t_0/t_i ist zwischen den Kerbgruppen linear zu interpolieren. – Bei Diagonalen mit $t \leq 8$ mm sind Kehlnähte erlaubt. – t_0 und $t_i \leq 8$ mm – $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ – $b_0/t_0 \cdot t_0/t_i \leq 25$ – $d_0/t_0 \cdot t_0/t_i \leq 25$ – $0,4 \leq b_l/b_0 \leq 1,0$ – $0,25 \leq d_l/d_0 \leq 1,0$ – $b_0 \leq 200$ mm – $d_0 \leq 300$ mm – $-0,5h_0 \leq e_{vp} \leq 0,25h_0$ – $-0,5d_0 \leq e_{vp} \leq 0,25d_0$ – $e_{ovp} \leq 0,02b_0$ oder $\leq 0,02d_0$ [e_{ovp} : Ausmittigkeit rechtwinklig zur Verbandsebene] Kerbfalleinstufung 2): $0,5(b_0 - b_i) \leq g \leq 1,1(b_0 - b_i)$ und $g \geq 2t_0$
36 $m = 5$	$\frac{t_0}{t_i} = 1,0$ 	

Abb. 3.1: Kerbfaltabelle für K- und N-Knoten aus Rundhohlprofilen mit Spalt aus DIN EN 1993-1-9, Ausschnitt aus [58], Tabelle 8.7

werke in Deutschland und der Entwicklung der Eurocodes widmete man sich deshalb auch der Einarbeitung eines Bemessungsvorschlags für Rundhohlprofilknoten unter Ermüdungsbeanspruchung.

Erste Berücksichtigung fanden Hohlprofilknoten in der Kranbahn-Norm DIN 4132 [45] von 1981 und in der Kran-Norm DIN 15018-1 [44] von 1984. Zwischen Knoten aus Rechteck- oder Rundhohlprofilen oder zwischen Knoten mit oder ohne Überlappung wurde dabei noch nicht unterschieden. Auch wurde ein möglicher Wanddickeneinfluss noch nicht berücksichtigt. MANG ET AL. [146, S. 10] bezeichnen jedoch die hierin angegebenen zulässigen Spannungswerte als teilweise zu unsicher oder auch zu unwirtschaftlich.

3.1.2 Vorschlag 1

Einen ersten Vorschlag für die ansetzbaren Ermüdungsfestigkeiten für Hohlprofilknoten stellten 1987 MANG ET AL. [146] im Wöhlerlinienkatalog für Hohlprofilverbindungen vor, siehe Abb. 3.2. Dieser wurde im Zuge der Überarbeitung der deutschen Stahlbaunormen in den 1980er Jahren erarbeitet und bildete auch die Grundlage für den damaligen Entwurf des TC6, der EC-CS von 1984, siehe Abb. 3.3 aus [79]. Eine Unterscheidung zwischen runden und rechteckigen Hohlprofilen findet in diesem Vorschlag noch nicht statt. Wanddicken werden hierbei nur indirekt über die Gurtschlankheit beschränkt. Außerdem fällt auf, dass die Gurtschlankheit $\gamma = d_0 / (2 \cdot t_0)$ generell auf maximal 12,5 (in Abb. 3.2 $d_0 / t_0 \leq 25$) begrenzt wird, sodass die Kerbfälle nach der Einteilung in Abs. 2.3.2 eher für relativ dickwandige Rundhohlprofilknoten gelten. Aufgrund der fehlenden Unterscheidung zwischen runden und rechteckigen Hohlprofilen ist in diesem Fall mit sehr konservativen Kerbfällen zu rechnen.

3.1.3 Vorschläge 2 und 3

In etwa zeitgleich wurden zwei weitere Vorschläge veröffentlicht. Zum einen ein Vorschlag für den Eurocode in den ECCS-Empfehlungen Nr. 43 [79] von 1985 (Deutsche Ausgabe wurde 1987 veröffentlicht) und zum anderen ein Bemessungsvorschlag von MANG & BUCAK [144] von 1984. Beide Vorschläge basieren dabei vermutlich auf denselben Versuchsdaten (im Hintergrunddokument [15] von [79] wird auf dieselben Quellen verwiesen wie in [144]), die in [146] in zahlreichen Wöhler-Diagrammen zusammengestellt sind.

Der *Vorschlag 2* der ECCS aus [79] stellt die Grundlage des aktuellen Eurocode¹ dar und basiert dabei auf dem Vorschlag 1 aus Abb. 3.2, siehe Abb. 3.3. Die darin angegebenen Kerbfälle entsprechen dabei bereits dem aktuellen Eurocode [58]. Erstmals wurde in diesem Vorschlag eine maximale Wanddicke explizit erwähnt und auf $t_0, t_i < 12,5$ mm begrenzt. Zur Berücksichtigung der sekundären Biegemomente auf der *Einwirkungsseite* wurden in [79] zum ersten Mal auch Korrekturfaktoren vorgegeben, die aktuell ebenfalls noch anzuwenden sind.

Der *Bemessungsvorschlag 3* wurde von MANG & BUCAK [144] erarbeitet und ist in Abb. 3.4 nochmal dargestellt. Die Kerbfälle sind hierbei von den Durchmesser- und Wanddickenverhält-

¹Ist im Folgenden vom „aktuellen Eurocode“ oder von der „aktuellen Kerbfalleinstufung“ die Rede, wird die zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit gültige Fassung des Eurocode gemeint.

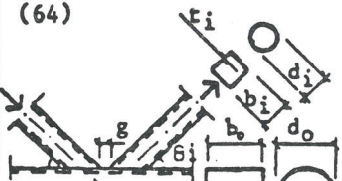
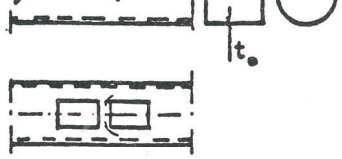
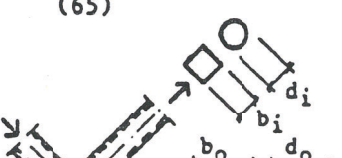
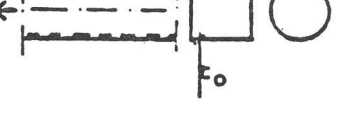
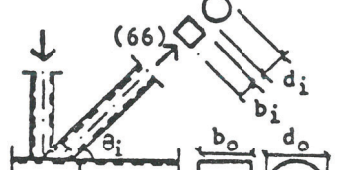
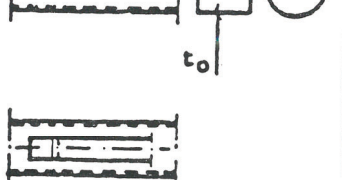
Category	CONSTRUCTIONAL DETAILS (the arrow indicates the direction of the stresses acting in the base material for which the stress range is calculated)		Description
36 <i>m=5</i>	$\frac{t_0}{t_1} = 1$	(64) 	<u>Lattice girder joints of square hollow sections</u> (see limitations) (64) K- and N-joints with gap g $0.5(b_o - b_i) \leq g \leq 1.1(b_o - b_i)$
71 <i>m=5</i>	$\frac{t_0}{t_1} \geq 2$		(65) K-joint with overlap $50\% \leq \text{overlap} \leq 100\%$ (see sub clause 6.3.7.5.2 for definition of overlap) (66) N-joint with overlap $50\% \leq \text{overlap} \leq 100\%$
<i>m=5</i>	$\frac{t_0}{t_1} = 1$	(65) 	<u>Lattice girder joints of circular hollow sections</u> (see limitations) (67) The class values of (64) to (66) may be used, multiplied by 1.25
71 <i>m=5</i>	$\frac{t_0}{t_1} \geq 1.2$		<u>General</u> For intermediate $\frac{t_0}{t_1}$ values, use linear interpolation. Limitations:
50 <i>m=5</i>	$\frac{t_0}{t_1} = 1$	(66) 	$35^\circ \leq \theta_1 \leq 50^\circ$ $\frac{b_o}{t_o} \leq 25$; $\frac{d_o}{t_o} \leq 25$ $0.4 \leq \frac{b_i}{b_o} \leq 1.0$; $0.25 \leq \frac{d_i}{d_o} \leq 1.0$
71 <i>m=5</i>	$\frac{t_0}{t_1} \geq 1.4$		$b_o \leq 200 \text{ mm}$; $d_o \leq 300 \text{ mm}$ $-1 \leq R \leq +0.2$ For circular hollow section joints there is no gap limitation.

Abb. 3.2: Erster Vorschlag für die Ermüdungsfestigkeit von Hohlprofilknoten, Anhang C5 aus [146]

3.1 Normativer Hintergrund zur aktuellen Kerbfalleinstufung

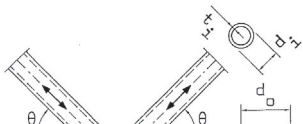
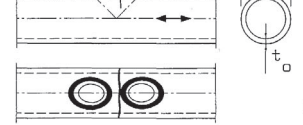

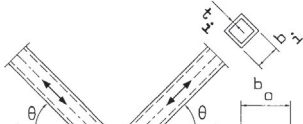
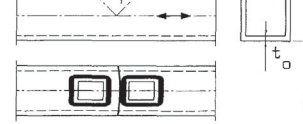
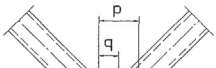
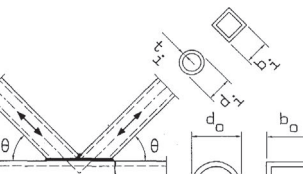
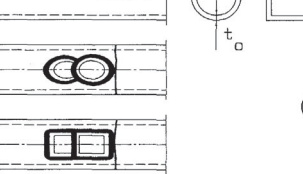
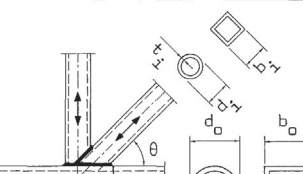
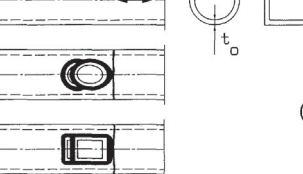
KERB-GRUPPE $m = 5$	KONSTRUKTIONSDetails		BESCHREIBUNG
90	$\frac{t_o}{t_i} \geq 2,0$		<p>Für Zwischenwerte von t_o/t_i ist linear zur nächsten Kerbgruppe zu interpolieren.</p>
45	$\frac{t_o}{t_i} = 1,0$		<p><u>Knoten mit Spalt</u></p> <p>① Rundrohre, K- und N- Knoten.</p>  <p>Spalt : g</p>
71	$\frac{t_o}{t_i} \geq 2,0$		<p>② Rechteckige Hohlprofile, K- und N- Knoten.</p> <p>Anforderungen für Kerbfall ② :</p> <ul style="list-style-type: none"> - $0,5 (b_o - b_i) < g < 1,1 (b_o - b_i)$ - $g > 2 t_o$
36	$\frac{t_o}{t_i} = 1,0$		<p><u>Knoten mit Überlappung</u></p> <p>③ K-Knoten. ④ N-Knoten.</p> <p>Anforderungen für Kerbfall ③ und ④ :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Überlappung zwischen 30 % und 100 %.  <p>Überlappung : $\frac{q}{p} : 100 \%$</p> <p>e : positive Exzentrizität</p>
71	$\frac{t_o}{t_i} \geq 1,4$		<p>Anforderungen für Kerbfall ① bis ④ :</p> <ul style="list-style-type: none"> - $t_o, t_i < 12,5 \text{ mm}$ - $35^\circ < \theta < 50^\circ$ - $b_o/t_o < 25$ - $d_o/t_o < 25$ - $0,4 < b_i/b_o < 1,0$ - $0,25 < d_i/d_o < 1,0$ - $b_o < 200 \text{ mm}$ - $d_o < 300 \text{ mm}$ - $-0,5 h_o < e < 0,25 h_o$ - $-0,5 d_o < e < 0,25 d_o$ - Exzentrizität senkrecht zur Verbandsebene : $< 0,02 b_o$ oder $< 0,02 d_o$
56	$\frac{t_o}{t_i} = 1,0$		<p>Kehlnähte sind zulässig in Verbandstäben mit Wanddicken $< 8 \text{ mm}$. Zusätzliche Empfehlungen für die Bemessung bei Wanddicken größer als 8 mm, siehe [6].</p>
71	$\frac{t_o}{t_i} \geq 1,4$		
50	$\frac{t_o}{t_i} = 1,0$		

Abb. 3.3: Vorschlag 2 für die Ermüdungsfestigkeit von Hohlprofilknoten und Grundlage für den aktuellen Eurocode 3, Teil 1-9 mit ergänzender Tabelle, aus [79, Tafel E1.3 & S. 42]

KONSTRUKTIONSDetails		Beschreibung :
Kategorie	Die Diagonalsstäbe sind zu bemessen.	
36	$1,0 \leq T/t < 1,5$ $0,28 \leq d/D < 0,75$	<p>Fachwerkträger Knoten aus Rund- und Rechteck-Hohlprofilen</p> <p>1.) Knoten mit einem Spalt $g=25,4$ mm zwischen den Schnittlinien der Diagonalen mit dem Gurtprofil oder zwischen den Schnittlinien der Diagonale und des Vertikalstabes mit dem Gurtprofil (N-Knoten).</p> <p>2.) Knoten mit 0 Spalt (wegen der einfachen Interpolationsmöglichkeit wurde dieser Fall aufgenommen)</p> <p>3.) Knoten mit 50 % überlappten Fallstäben.</p> <p>4.) Knoten mit 100 % überlappten Fallstäben.</p> <p>Für Zwischenwerte von t_0/t_1 ist lineare Interpolation möglich.</p> <p>Begrenzung :</p> <p>$b_0 \leq 200$ mm $-1 \leq R \leq +0,2$ $d_0 \leq 300$ mm</p> <p>$0,4 \leq \frac{b_1}{b_0} \leq 1,0$ $0,25 \leq \frac{d_1}{d_0} \leq 1,0$</p> <p>$\frac{b_0}{t_0}$ bzw. $\frac{d_0}{t_0} \leq 25,0$</p> <p>$35 \leq \theta \leq 55$ (für die Knotenform 1 und 2) $45 \leq \theta \leq 55$ (für die Knotenform 3 und 4)</p> <p>Die Werte der nebenstehenden Tabelle gelten für Rundhohlprofil Knotenpunkte der K-Form. Für N- Knoten aus Rundrohren und für K- und N- Knoten aus Rechteck-Hohlprofilen müssen die Tabellenwerte mit den Abminderungsfaktoren gemäß Tabelle Anhang F 2 multipliziert werden.</p> <p>In den Tabellenwerten sind nachfolgend angegebene Biegemomentanteile enthalten.</p> <p>25 % für Knoten mit Spalt 12,5 % für Knoten mit Überlappung</p> <p>Sind die Momentenanteile grösser, so müssen sie bei der Ermittlung der Nennspannungen berücksichtigt werden.</p> <p>Für die Bemessung der Gurte ist bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln die Kategorie 127 maßgebend.</p>
64	$1,0 \leq T/t < 1,5$ $0,75 \leq d/D \leq 1,00$	
80	$1,5 \leq T/t < 2,0$ $0,28 \leq d/D < 0,75$	
	$1,5 \leq T/t < 2,0$ $0,75 \leq d/D \leq 1,00$	
101	$T/t > 2,0$ $0,28 \leq d/D < 0,75$	
45	$T/t > 2,0$ $0,75 \leq d/D \leq 1,00$	
72	$1,0 \leq T/t < 1,5$ $0,28 \leq d/D < 0,75$	
	$1,0 \leq T/t < 1,5$ $0,75 \leq d/D \leq 1,00$	
90	$1,5 \leq T/t < 2,0$ $0,28 \leq d/D < 0,75$	
	$1,5 \leq T/t < 2,0$ $0,75 \leq d/D \leq 1,00$	
114	$T/t \geq 2,0$ $0,28 \leq d/D < 0,75$	
	$T/t \geq 2,0$ $0,75 \leq d/D \leq 1,00$	
80	$1,0 \leq T/t < 1,5$ $0,28 \leq d/D \leq 0,50$	
72	$1,0 \leq T/t < 1,5$ $0,50 < d/D \leq 1,00$	
101	$1,5 \leq T/t < 2,0$ $0,28 \leq d/D \leq 1,00$	
	$T/t \geq 2,0$ $0,28 \leq d/D \leq 1,00$	
64	$1,0 \leq T/t < 1,5$ $0,28 \leq d/D \leq 0,50$	
51	$1,0 \leq T/t < 1,5$ $0,50 \leq d/D \leq 0,75$	
36	$1,0 \leq T/t < 1,5$ $0,75 < d/D \leq 1,00$	
80	$1,5 \leq T/t < 2,0$ $0,28 \leq d/D \leq 0,75$	
64	$1,5 \leq T/t < 2,0$ $0,75 < d/D \leq 1,00$	
80	$T/t \geq 2,0$ $0,28 \leq d/D \leq 1,00$	

Abb. 3.4: Vorschlag 3 für die Ermüdungsfestigkeit von Hohlprofilknoten, Teil 1-9, aus [144, Figure 12]

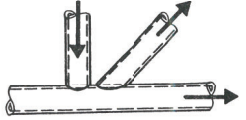
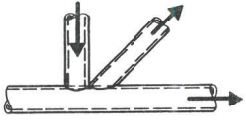
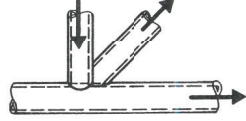
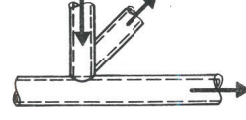
K-Knoten CHS	K-Knoten RHS	N-Knoten CHS	N-Knoten RHS
 Spalt 24,5 mm	0,8	0,9	0,4
 Spalt 0,0 mm	0,8	0,9	0,4
 überlappt 50 %	0,8	1,0	0,7
 überlappt 100 %	0,8	1,0	0,7

Abb. 3.5: Ergänzende Tabelle zum Vorschlag 3 für die ansetzbare Ermüdungsfestigkeit für Hohlprofilknoten, aus [144, Figure 13]

nissen abhängig und feiner unterteilt als in DIN EN 1993-1-9 [58]. Wanddicken sind auf maximal 10 mm zu begrenzen. Anders als in [79] sind nach [144] sekundäre Biegemomente bereits in Höhe von 25% in den Kerbfällen berücksichtigt. Was Vorschlag 3 außerdem deutlich macht, ist, dass u. a. für N-Knoten aus Rundhohlprofilen geringere Ermüdungsfestigkeiten beobachtet werden konnten. Aufgrund dessen werden in [144, Figure 13] ergänzende Faktoren vorgegeben, mit denen die Festigkeiten auf der *Widerstandsseite* abzumindern sind, vgl. Abb. 3.5.

Vermutlich aufbauend auf den Untersuchungen von ZIRN [218] werden im Vorschlag 3 Strebenneigungswinkel von bis zu 55° abgedeckt (Vorschlag 2 und [58] decken nur 50° ab). Darüber hinaus, wird interessanterweise für die Ermüdungsbemessung der Gurte ein grundsätzlich höherer Kerbfall von 127 vorgegeben, siehe Beschreibung in Abb. 3.4, unten. In welchen Untersuchungen die höhere Ermüdungsfestigkeit begründet liegt, konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht geklärt werden. In keinem weiteren Bemessungsvorschlag wird zwischen einer Ermüdungsfestigkeit für Gurt oder Strebe unterschieden.

3.1.4 Vorschlag 4

Noch vor der Einführung der endgültigen und aktuellen Kerbfallklassifizierung in DIN EN 1993-1-9 wurde 1992 ein vierter Vorschlag im Kapitel 9 der Vornorm ENV 1993-1-1 [68, Tabelle 9.8.7] veröffentlicht. Da die Vorschläge 4 und 2 nahezu identisch sind, wird Vorschlag 4 hier nicht näher vorgestellt.

3.1.5 Berücksichtigung von Biegeanteilen

Wie auch in DIN EN 1993-1-9 [58, Tab. 4.1 & 4.2] werden in [79] die Biegeanteile auf der Einwirkungsseite mit Hilfe der k_1 -Faktoren berücksichtigt. Im Gegensatz dazu enthalten die Kerbfälle nach dem Vorschlag 3 aus [144] pauschale Biegeanteile von 25%. Hierzu lässt sich die Vermutung anstellen, dass man die 25% im Zuge des Vorschlags 2 aus [79] auf der Einwirkungsseite ansetzte. Damit lässt sich der k_1 -Faktor für die Diagonalen von $1,25 \approx 1,3$ aus [58, Tabelle 4.1] näherungsweise herleiten. Möglicherweise basieren die k_1 -Faktoren aber auch auf Empfehlungen der CIDECT-Monografie Nr. 7 von 1981, die für eine Vordimensionierung der Strebenprofile Biegeanteile von 30% bis 40% vorgeben, vgl. [75, S. 118].

Grundsätzlich kann aber festgestellt werden, dass die Versuchsdaten, die dem Vorschlag 3 in [144] bzw. [146] und auch dem aktuellen Eurocode (auf Grundlage des Hintergrunddokuments [15, Abs. 8]) zugrunde liegen, gänzlich ohne Biegemomentenanteile ausgewertet wurden. Als Beispiel können hierzu die Versuchsdaten aus ZIRN [218] genannt werden, für die die Nennspannungsschwingbreiten direkt aus Diagrammen ausgelesen wurden. Nach [76, Abb. 14, S. 47] handelt es sich hierbei jedoch ausschließlich um Nennspannungen infolge axialer Normalkraft in den Streben. Damit lässt sich schlussfolgern, dass durch die Versuchsdaten ein weitaus geringerer Biegeanteil abgedeckt sein kann, als die nach [144] (Vorschlag 3) vorausgesetzten 25%. Der Ermüdungsnachweis liegt damit streng genommen auf der unsicheren Seite.

Dieser unbestimmte Biegeanteil in den Versuchsdaten ist möglicherweise auch der Grund dafür, dass man sich auf europäischer Ebene dazu entschied, einen gewissen Biegeanteil direkt und pauschal auf der Einwirkungsseite zu berücksichtigen. In den Empfehlungen der ECCS (Vorschlag 2) und auch im aktuellen Eurocode sind deshalb die einwirkenden Nennspannungsschwingbreiten um mindestens 30% (für K-Knoten aus Rundhohlprofilen mit Spalt) zu vergrößern. Da dadurch aber auch Biegemomente infolge der Rahmenwirkung in Fachwerkträgern erfasst werden, lässt sich keine eindeutige Aussage zur Sicherheit oder Wirtschaftlichkeit des Nachweises treffen.

3.1.6 Berücksichtigung von N-Knoten

Bei Betrachtung aller Vorschläge in den Abb. 3.2 bis 3.4 und auch der aktuellen Kerbfalleinstufung nach DIN EN 1993-1-9 (Abb. 3.1) fällt auf, dass in jedem Fall N-Knoten in den Kerbfällen berücksichtigt sind. Obwohl im Hintergrunddokument [15] eine Vielzahl von Versuchsdaten an N-Knoten zusammengetragen wurden, fand keine Herleitung eines eigenständigen Kerbfalls für „N-Knoten aus Rundhohlprofilen mit Spalt“ statt. Für überlappende N-Knoten entschied man sich jedoch anders.

Aus der ergänzenden Tabelle des Vorschlags 3 in Abb. 3.5 wird hierzu deutlich, dass N-Knoten geringere Ermüdungsfestigkeiten aufweisen müssen. Damit lässt sich die Vermutung anstellen, dass man sich auf europäischer Ebene dazu entschied, nur ein gemeinsames Kerbdetail für beide Knotentypen (K- und N-Knoten) vorzuschlagen und die geringeren Ermüdungsfestigkeiten von N-Knoten erneut auf der Einwirkungsseite zu berücksichtigen. Der Ansatz des Faktors 0,9 aus Abb. 3.5 führt schließlich zu einer Vergrößerung von $k_1 = 1,3$ für die Diagonalen in K-Knoten auf $1,3/0,9 \approx 1,4$ für die Diagonalen in N-Knoten.

3.1.7 Aktuelle Kerbfalleinstufung

Im Hintergrunddokument 9.03 zur Ermüdungsbemessung von Hohlprofilknoten [15] von 1991 ist in Tabelle 2, Abschnitt 3 die Kerbfalleinstufung dargestellt, die so auch Eingang in den aktuellen Eurocode gefunden hat, vgl. Abb. 3.6. Ergänzend dazu sind im Abschnitt 2.1.8 in [15] die Versuchsdaten für K-Knoten aus Rundhohlprofilen mit Spalt zusammengestellt. Zur genaueren Untersuchung der aktuellen Kerbfalleinstufung wird deshalb das Hintergrunddokument 9.03 genauer betrachtet. Folgende Besonderheiten lassen sich hierbei erkennen:

1. Die eigentliche Ermüdungsfestigkeit, die zum Kerbfall 90 führte, ist im Grunde genommen geringer und beträgt nur 87 N/mm^2 . Obwohl nur 12 Datensätze zur Verfügung standen, wurde der Stichprobenumfang bei der statistischen Auswertung vernachlässigt, vgl. [15, Abschnitt 2.1.8.6]. Im Rahmen einer eigenen Berechnung konnte unter Berücksichtigung des Stichprobenumfangs nur eine noch geringere charakteristische Ermüdungsfestigkeit von 84 N/mm^2 ermittelt werden. Vermutlich wurde schließlich trotzdem der Kerbfall 90 vorgeschlagen, um den eigentlich vernachlässigten Biegeanteilen und damit der eigentlich höheren Ermüdungsfestigkeit (vgl. Abs. 3.1.5) Rechnung zu tragen. Möglicherweise wurde deshalb auch der Vergrößerungsfaktor k_1 nicht bei 1,25 (25% Biegung) belassen, sondern zur Berücksichtigung dieser geringen Unsicherheit auf 1,3 aufgerundet.
2. Aufgrund der zu geringen Anzahl an Versuchsdaten, konnte für K-Knoten mit einem Wanddickenverhältnis von $\tau = 1,0$ (bzw. $t_0/t_i = 1,0$) keine eigene charakteristische Ermüdungsfestigkeit hergeleitet werden, vgl. [15, Abschnitt 2.1.8.1]. Aus diesem Grund wurde der schließlich vorgeschlagene Kerbfall 45 nur aus der Ermüdungsfestigkeit für $\tau = 0,9$ (bzw. $t_0/t_i = 1,1$) abgeschätzt. Abb. 3.6 macht deutlich, dass man vereinfachend den nächst schlechteren Kerbfall ansetzte.
3. Die lineare Interpolation der Kerbfälle, die sowohl nach aktueller DIN EN 1993-1-9 [58] als auch nach dem Hintergrunddokument [15, Table 2] für Zwischenwerte von t_0/t_i erlaubt ist, ergab bei einer eigenen Berechnung geringfügige Überschreitungen der tatsächlich herleitbaren Festigkeiten. Vermutlich wurde auch in diesem Fall die Interpolationsvorschrift beibehalten, um die eigentlich vernachlässigten Biegeanteile und damit die eigentlich höheren Ermüdungsfestigkeiten zu berücksichtigen.
4. Augenscheinlich wurden bei der Ableitung der Kerbfälle für das Detail 1 keine Versuchsdaten an N-Knoten herangezogen. [15] gibt hierzu keine genaueren Erläuterungen.

Bis zur endgültigen Tabelle 8.7 in DIN EN 1993-1-9 [58] (s. Abb. 3.1) wurden noch einige weitere Änderungen vorgenommen:

- Obwohl in den zusammengetragenen Versuchsdaten auch größere Wanddicken untersucht wurden (z. B. $t_0 = 10 \text{ mm}$ in [218]), wurde die maximal zulässige Gurt- und Strebenwanddicke trotzdem auf 8 mm verringert.
- Die Begrenzung der Gurtschlankheit wurde von $d_0/t_0 \leq 25$ (relativ dickwandig) zu $d_0/t_0 \cdot t_0/t_i = d_0/t_i \leq 25$ geändert und damit stark entschärft. Der genaue Hintergrund hierzu, und auch welche Bedeutung dem Verhältnis d_0/t_i beizumessen ist, bleibt unklar.

Detail categories according to Eurocode 3		DESCRIPTION	Type of section	Conclusion from the kst evaluation			
HEAVY CATHARTY m	CONSTRUCTIVE DETAILS			Free evaluation	m = 3	m = 5	proposal m = 5
90		For intermediate b_1/b_2 values, use linear interpolation to nearest detail category. Details with HB: ① Circular hollow sections, K and N joints. gap: g e: negative eccentricity	CHS	$m = 4,420$ $AG_c = 113,491$ $b_1/b_2 = 1,1$ $m = 4,405$ $AG_c = 50,041$	$AG_c = 40,921$ $AG_c = 27,450$	$AG_c = 87,168$ $AG_c = 54,064$	$AG_c = 90$ $b_1/b_2 = 1,0$ $AG_c = 45$
45		② Rectangular hollow sections, K and N joints. Requirements for detail ②: - $0.5 (b_2 - b_1) \leq g \leq 1.1 (b_2 - b_1)$ - $g \geq 2 b_0$	RHS	$m = 3,298$ $AG_c = 52,759$ $m = 3,359$ $AG_c = 26,401$	$AG_c = 48,029$ $AG_c = 23,188$	$AG_c = 70,644$ $AG_c = 35,624$	$AG_c = 71$ $AG_c = 36$
71		③ K-joint. ④ N-joint. Requirements for details ③ and ④: - Overlap between 30% and 100% overlap: $\frac{g}{b_2} \cdot 100\%$ e: positive eccentricity	CHS	$m = 4,561$ $AG_c = 110,619$ $m = 1,330$ $AG_c = 10,718$	$AG_c = 61,098$ $AG_c = 42,359$	$AG_c = 104,399$ $AG_c = 51,121$	$AG_c = 71$ $AG_c = 56$
56		Requirements for details ① to ④: - $t_1 \leq 12,5$ mm. - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ - $b_1/b_2 \leq 25$ - $d_1/b_1 \leq 25$ - $0.4 \leq b_1/h_0 \leq 1.0$ - $0.25 \leq d_1/d_0 \leq 1.0$ - $b \leq 200$ mm. - $g \leq 300$ mm. - $-0.5 h_2 \leq g \leq 0.25 h_2$ - $-0.5 d_2 \leq g \leq 0.25 d_2$ - Out of plane eccentricity: $\leq 0.02 b_0$ or $\leq 0.02 g_0$	CHS	$m = 2,672$ $AG_c = 0,194$ $m = 1,603$ $AG_c = 2,714$	$AG_c = 9,371$ $AG_c = 42,771$	$AG_c = 22,555$ $AG_c = 48,998$	$AG_c = 56$ $AG_c = 56$
71		Filllet welds are permitted in bracing members having wall thicknesses ≤ 8 mm. For supplementary recommendations for detail design and for wall thicknesses greater than 8 mm, see Reference [6].	CHS	$m = 4,401$ $AG_c = 100,039$ $m = 3,528$ $AG_c = 65,156$	$AG_c = 104,166$ $AG_c = 56,159$	$AG_c = 173,468$ $AG_c = 80,850$	$AG_c = 71$ $AG_c = 71$
50			CHS	$m = 2,348$ $AG_c = 2,235$ $m = 3,421$ $AG_c = 34,760$	$AG_c = 13,043$ $AG_c = 31,609$	$AG_c = 18,225$ $AG_c = 48,779$	$AG_c = 50$ $AG_c = 50$

* For these tests the population is not sufficient

Abb. 3.6: Vorschlag der Kerbfalltabellen für Hohlprofilknoten als Grundlage für den Eurocode 3, Teil 1-9, aus [15, Table 2]

Alle weiteren Anforderungen wurden aber schließlich aus [79] bzw. [68] übernommen.

3.2 Neuere Untersuchungen an K-Knoten aus Rundhohlprofilen

Um die in Abschnitt 2.3 vorgestellten Regelwerke auf relativ dickwandige Rundhohlprofilknoten zu erweitern bzw. deren Gültigkeit für relativ dickwandige Rundhohlprofilknoten zu überprüfen, wurden in jüngster Zeit mehrere Forschungsvorhaben durchgeführt.

ICOM 489E. SCHUMACHER [179] untersuchte an der EPF Lausanne das Ermüdungsverhalten von ganzen einfeldrigen Fachwerkträgern mit geringer Gurtschlankheit ($\gamma \approx 6,8$) und legte den Fokus vor allem auf den Größeneinfluss. Wie zu erwarten war, zeigte sich in den Ermüdungsversuchen u. a. ein ausgeprägter Wanddickeneinfluss, also eine abnehmende Lebensdauer mit zunehmender absoluten Wanddicke. Dieser erschien jedoch stärker ausgeprägt zu sein als z. B. der von CIDECT [216] angenommene Größeneinfluss [179, S. 66]. Eine Schlussfolgerung war, dass der Wanddickeneinfluss nicht ausschließlich von der absoluten Wanddicke des versagenden Bauteils abhängig sein kann. Die Tauglichkeit der aktuell geltenden Regelwerke für dickwandige Rundhohlprofilknoten wurde aufgrund dessen angezweifelt [179, S. 170].

FOSTA P815. Im Rahmen des Forschungsvorhabens FOSTA P815 (IGF-Vorhaben Nr. 325 ZBG) [131] wurde das Ermüdungsverhalten von einzelnen geschweißten K- und KK-Knoten mit dickwandigen Gurten untersucht. Hierfür wurden ein umfangreiches Versuchsprogramm und detaillierte numerische Untersuchungen durchgeführt. Das Versuchsprogramm beinhaltete dabei mehr als 80 Ermüdungsversuche an einzelnen K- und KK-Knoten sowie einen Ermüdungsversuch an einem etwa 11 m langen, großmaßstäblichen Fachwerkträger. Von diesen Versuchen wurden 61 Prüfkörper im geschweißten Zustand belassen (also ohne Schweißnahtnachbehandlung) untersucht. Einige der erzielten Ergebnisse waren:

- Für den charakteristischen Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen auf Strukturspannungsniveau und für dickwandige Gurte ($\gamma < 12$) konnte ein Wert von 104 N/mm^2 hergeleitet werden.
- Vergleicht man diesen Wert mit der charakteristischen Ermüdungsfestigkeit von 107 N/mm^2 , die im Gegensatz dazu an relativ dünnwandigen Rundhohlprofilknoten ($\gamma \geq 12$) in [203, S. 133] für das Abbruchkriterium *Wanddurchriss* hergeleitet werden konnte, lässt sich daraus schließen, dass dickwandige Rundhohlprofilknoten nicht viel schlechter abschneiden.
- Die ermittelten Ermüdungsfestigkeiten gelten auch für Strebenneigungen $\theta \neq 60^\circ$ und können auf Bauteilstrukturen wie z. B. ganze Fachwerkträger übertragen werden.
- Es konnte festgestellt werden, dass der vom CIDECT [216] vorgegebene und für dünnwandige Hohlprofilknoten hergeleitete Term zur Berücksichtigung des Größeneinflusses (s. Gl. (3.1)) auch für dickwandige Rundhohlprofilknoten gilt.

$$(t_{\text{ref}}/t)^B = (16 \text{ mm}/t)^{0,06 \cdot \log N} \quad (3.1)$$

- Für Fertigung und Lastfall konnten keine wesentlichen Einflüsse identifiziert werden.

FOSTA P1132. Weitere Untersuchungen an dickwandigen Rund- und Rechteckhohlprofilknoten wurden auch im Rahmen des Kooperationsprojektes P1132 [107] zwischen der FOSTA und dem CIDECT am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) und an der TNO in Delft, Niederlande durchgeführt. Dabei konnten neben der Dickwandigkeit auch Einflüsse höherfester Stähle und einer alternativen Schweißnahtausführung betrachtet werden, bei der der Spalt zwischen den Streben überschweißt wird, vgl. [113]. Parametrische SCF-Formeln für K-Knoten aus Rechteckhohlprofilen und Rundhohlprofilen mit Spalt konnten ebenfalls hergeleitet werden. Nähere Informationen sind dem Schlussbericht des Vorhabens zu entnehmen [107].

3.3 Herleitung neuer Kerbfalleinstufungen für K-Knoten aus Rundhohlprofilen

3.3.1 Einleitung

Ein Ziel des FOSTA-Vorhabens P1163 [128, 129], an dem der Autor dieser Arbeit maßgeblich beteiligt gewesen ist, war neben der Überprüfung der aktuellen Kerbfalleinstufung nach Abs. 3.1 auch die Herleitung neuer Vorschläge für die Ermüdungsfestigkeit von geschweißten, unausgesteiften K- und KK-Knoten mit Spalt zwischen den Streben. Einerseits auf Grundlage des Nennspannungskonzepts und andererseits auf Grundlage des Strukturspannungskonzepts. Hierfür wurde eine Vielzahl von Versuchsdaten aus 20 deutschen und internationalen Forschungsarbeiten zusammengetragen und ausgewertet. Auch wurde im Zuge dessen die Wanddickenabhängigkeit überprüft. Streuungen in den Schweißnahtqualitäten und -ausführungen konnten außerdem durch die Berücksichtigung verschiedener Versuchsreihen und damit unterschiedlicher Fertigungsbetriebe, einschließlich der in Kap. 5 vorgestellten Versuche, erfasst werden.

Im Grunde genommen wurde bereits 1997 eine umfangreiche Datenbasis von VAN WINGERDE ET AL. [203] aufgebaut und ausgewertet. Insgesamt standen über 170 Datensätze zur Verfügung, die auch den Bemessungs-Wöhlerkurven für Rundhohlprofilknoten im CIDECT Design-Guide Nr. 8 [216] zugrunde liegen. Die Quellen aller berücksichtigten Versuchsdaten konnten jedoch nicht gänzlich rekonstruiert werden, sodass beschlossen wurde die Datenbasis wiederaufzubauen und zu erweitern. Dies sollte es auch ermöglichen, die Hintergründe der Kerbfalltabellen und Daten der Öffentlichkeit zugänglich zu machen.

3.3.2 Vorgehen und Überblick

Für die Herleitung neuer Vorschläge für den Kerbfall 1 in DIN EN 1993-1-9 [58] Tabelle 8.7 und auch für die Ermüdungsfestigkeit auf Grundlage von Strukturspannungen war es zuerst erforderlich ausgehend von [203] eine ausführliche Literaturrecherche durchzuführen. Für geschweißte, unausgesteifte K-, KK- und N-Knoten aus Rundhohlprofilen konnten, in Zusammenarbeit mit *Dr.-Ing. M. Euler*, insgesamt 339 Datensätze zusammengetragen werden. In den Tabellen 6.1 bis 6.26 in [129] sind diese ausführlich aufgelistet. Weitere Versuchsdaten sind auch im Beitrag zur „Working Group B: Hollow Sections“ des „ECCS Technical Committee 6 – Fatigue“ [83] enthalten. In allen betrachteten Versuchen wurden die Prüfkörper nicht nachbehandelt und ausschließ-

lich an der Luft getestet. Es wurde darüber hinaus darauf geachtet, dass nur Versuchsdaten herangezogen werden, für die entweder Strukturspannungen oder Strukturdehnungen angegeben sind oder in denen die Prüfkörperbeschreibung eine nachträgliche numerische Strukturspannungsbestimmung ermöglichte. In Anlehnung an die Definitionen von VAN WINGERDE ET AL. [203, Abs. 4.3] kann zwischen vier Abbruchkriterien unterschieden werden:

- N1: Anzahl Schwingspiele bis zu einer 15%igen Änderung in den Dehnungen nahe des Rissausgangspunktes,
- N2: Anzahl Schwingspiele bis zum ersten sichtbaren Anriss,
- N3: Anzahl Schwingspiele bis ein Wanddurchriss detektiert werden kann und
- N4: Anzahl Schwingspiele bis zum Versuchsende, worunter auch der komplette Verlust der Tragfähigkeit bzw. der Bruch des Prüfkörpers fallen kann.

Bei der statistischen Auswertung wurden jedoch nur die Abbruchkriterien N3 und N4 betrachtet. Um eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit der aktuellen DIN EN 1993-1-9 [58] zu schaffen, wurden für die Auswertung auf Nennspannungsniveau die Schwingspielzahlen N4 herangezogen. Im Gegensatz dazu, wurde der statistischen Auswertung auf Grundlage von Strukturspannungen wegen der klaren Definition das Abbruchkriterium N3 zugrunde gelegt. In Fällen, in denen nur eine der Schwingspielzahlen N3 oder N4 angegeben war, wurde das in [203, S. 125] hergeleitete Verhältnis der Schwingspielzahlen für das Abbruchkriterium N3 zu N4 von 1:1,49 angesetzt. Dies konnte auch bereits in [131, Abs. 14.6.4] erfolgreich angewendet werden.

Weitere Umrechnungen mussten in Fällen erfolgen, in denen keine Spannungen sondern nur Dehnungen angegeben waren. Nenn- und Strukturspannungen lassen sich hierzu mit den Gleichungen (3.2) und (3.3) ineinander überführen, vgl. auch [203, S. 125].

$$\Delta\sigma_{\text{nom}} = \Delta\varepsilon \cdot \frac{E}{1 - \nu^2} = \Delta\varepsilon \cdot 1,1 \cdot E \quad (3.2)$$

$$\Delta\sigma_{\text{HS}} = \Delta\varepsilon_{\text{HS}} \cdot 1,17 \cdot E \quad (3.3)$$

mit $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$ und
 $\nu = 0,3$.

3.3.3 Schlussfolgerungen aus den normativen Hintergründen für die Auswertung

Aus den normativen Hintergründen in Abs. 3.1 konnten im Wesentlichen zwei Schlüsse gezogen und Erkenntnisse gewonnen werden, die bei der statistischen Auswertung in Abs. 3.3.4 und 3.3.5 berücksichtigt werden mussten:

1. Wie in Abs. 3.1.5 festgestellt werden konnte, werden in den unterschiedlichen Vorschlägen die Biegeanteile in den Kerbfällen unterschiedlich berücksichtigt. Um einen wirtschaftlichen aber auch sicheren Bemessungsansatz auf Nennspannungsniveau zu gewährleisten, war es aus Sicht des Autors erforderlich, bei der Bestimmung der Nennspannungsschwingbreiten in den Ermüdungsversuchen für die statistische Auswertung die Biegemomentenanteile aus einer linear elastischen Stabwerksberechnung zu berücksichtigen und in die

Nennspannungsschwingbreiten einzurechnen. Dies stellte vor allem eine Vergleichbarkeit zwischen Einwirkung und Widerstand sicher. Der Ansatz eines pauschalen Biegeanteils hätte hierbei größtenteils zu einer Überschätzung der tatsächlichen Beanspruchungen bedeutet, zumal teilweise auch Biegeanteile von nur 1-2% berechnet werden konnten.

2. In Abs. 3.1.6 wurde angemerkt, dass einerseits keine Versuchsdaten an N-Knoten in die Herleitung der aktuellen Kerbfalleinstufung nach Eurocode 3 eingegangen sind. Andererseits wurde anhand von [144] deutlich, dass N-Knoten durch geringere Ermüdungsfestigkeiten charakterisiert sind. Somit wird klar, dass für die Berücksichtigung von N-Knoten aus Rundhohlprofilen mit Spalt auch Versuchsdaten an N-Knoten in die Auswertung einfließen müssen. Darüber hinaus ist der geringeren Ermüdungsfestigkeit der N-Knoten bei der Auswertung Rechnung zu tragen, die im aktuellen Eurocode über die k_1 -Faktoren Berücksichtigung findet (1,4 für N-Knoten im Vergleich zu 1,3 für K-Knoten in [58, Tabelle 4.1]). Um auch weiterhin dieselben Kerbfälle für K- und N-Knoten verwenden zu können, wurden die Nennspannungsschwingbreiten in Anlehnung an Abb. 3.5 mit dem Faktor $1/0,9 = 1,11$ vergrößert. Auch dieser Schritt gewährleistet somit eine Vergleichbarkeit zwischen Einwirkung und Widerstand.

3.3.4 Neuer Vorschlag zur Kerbfalleinstufung auf Nennspannungsniveau

Auf Nennspannungsniveau konnten von den 339 Datensätzen insgesamt mehr als 280 in der Auswertung berücksichtigt werden. Das Vorgehen bei der statistischen Auswertung richtete sich dabei nach dem Hintergrunddokument [180] oder auch [72] und ist in Anhang F zusammengefasst. Eine Unterteilung in Abhängigkeit der Wanddickenverhältnisse t_i/t_0 und der absoluten Gurtwanddicke t_0 ermöglichte hierbei die Berücksichtigung der Wanddickenabhängigkeit. Die Grenzbereiche für $\tau = t_i/t_0$, im Einzelnen $\tau \leq 0,5$ (entspricht $t_0/t_i \geq 2$), $0,5 < \tau \leq 0,7$ (entspricht $2 > t_0/t_i \geq 1,4$) und $\tau > 0,7$ (entspricht $t_0/t_i > 1,4$), ergaben sich aus den verfügbaren Versuchsdaten, aber auch in Anlehnung an DIN EN 1993-1-9 [58, Tabelle 8.7]. Die anschließende Unterscheidung in Abhängigkeit der Gurtwanddicke ergab sich ebenfalls aus den verfügbaren Versuchsdaten und aus der Forderung, für jeden einzelnen Gültigkeitsbereich eine angemessene Anzahl an Datensätzen auswerten zu können. Unterschieden wird hierbei zwischen Wanddicken $t_0 \leq 10$ mm und $t_0 > 10$ mm.

Von vornherein wurden Durchläufer und Ausreißer sowie Versuche mit Schwingspielzahlen $N_4 > 5\,000\,000$, d. h. Versuche im Dauerfestigkeitsbereich vernachlässigt. Für die Neigung der Wöhler-Linie wurde in Anlehnung an den aktuellen Eurocode der Wert $m = 5$ zugrunde gelegt. Darüber hinaus fanden die in Abs. 3.3.3 vorgestellten Erkenntnisse bei der Bestimmung der Nennspannungsschwingbreiten Beachtung. Zur Übersicht sind alle Versuchsdaten in das Wöhler-Diagramm in Abb. 3.7 eingetragen, wobei Ausreißer und Versuche mit Schwingspielzahlen $N_4 > 5\,000\,000$ ebenfalls noch integriert sind.

Der Datenbereich mit $\tau \leq 0,5$ wird als erstes betrachtet. Hierfür konnten insgesamt 75 Datensätze aus [1, 14, 32, 161, 164, 218] und [131] für die Auswertung berücksichtigt werden. Die im Rahmen des Forschungsvorhabens FOSTA P1163 [129] in München durchgeführten Versuche wurden ebenfalls herangezogen. In Absprache mit *Dr.-Ing. S. Herion* aus Karlsruhe und nach Meinungs-

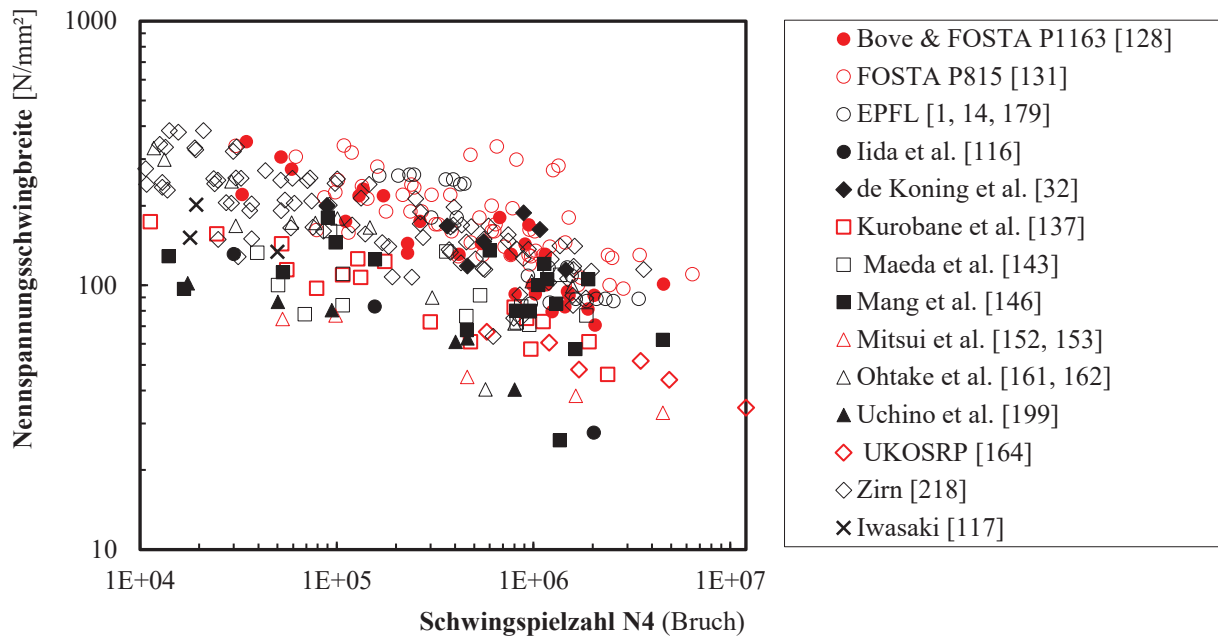


Abb. 3.7: Alle zusammengetragenen Versuchsdaten aus der Literatur auf Nennspannungsniveau

bildung im zuständigen Normungsgremium CEN TC250/SC3/WG9 wurden jedoch zwei Versuche aus [164] als Ausreißer gewertet. In [129] wurden diese noch berücksichtigt, sodass in einem ersten Entwurf für $\tau \leq 0,5$ und $t_0 > 10$ mm eine geringere Ermüdungsfestigkeit zu beobachten war, als aktuell für $\tau \leq 0,5$ angesetzt werden darf, vgl. [129, Abs. 6.4.2.2]. Der charakteristische Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit für die 95% Überlebenswahrscheinlichkeit bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen, der sich schließlich für $\tau \leq 0,5$ ergab, wurde dann zu $91 N/mm^2$ ermittelt. Somit kann in Anlehnung an den Eurocode der Kerbfall 90 bestätigt werden. Zur Veranschaulichung sind die betreffenden Datenpunkte und der entsprechende Kerbfall in dem Wöhler-Diagramm in Abb. 3.8 dargestellt.

Der nächste ausgewertete Parameterbereich umfasste Versuchsdaten an Prüfkörpern mit Wanddickenverhältnissen $\tau > 0,7$. Hierfür standen insgesamt 60 Datensätze zur Verfügung. Neben Forschungsarbeiten aus Japan [117, 137, 143, 152, 153, 161, 162, 199] konnten auch Versuchsdaten aus Großbritannien [164] und Deutschland [218] einbezogen werden. Die sich ergebende charakteristische Ermüdungsfestigkeit (95% Überlebenswahrscheinlichkeit bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen) musste dann mit $36 N/mm^2$ bewertet werden, siehe auch Abb. 3.9.

Damit wird klar, dass der bisher im Eurocode 3, Teil 1-9 für $\tau = 1,0$ vorgegebene Kerbfall 45 nicht mehr bestätigt werden kann. Betrachtet man erneut die Versuchsdaten in Abb. 3.9 lässt sich außerdem beobachten, dass der Kerbfall 36 von einigen Datenpunkten sogar noch unterschritten wird. Für diesen Parameterbereich ist anzumerken, dass die berücksichtigten Ermüdungsversuche zwischen 1969 und 1988 durchgeführt wurden und die getesteten Hohlprofilknoten somit auch nicht die heutige Fertigungsqualität aufweisen können. Es erscheint jedoch wichtig, die entsprechenden Versuchsdaten in der Auswertung zu belassen, um auch geringe Ausführungsqualitäten abzudecken. Das Ausschließen von Prüfkörpern mit Wanddicken $t_0 < 4$ mm führte zu keiner Verbesserung des Kerbfalls. Erst durch eine Vernachlässigung von 20 Datenpunkten, also einem Drittel der Datensätze wäre die Bestätigung des aktuellen Kerbfalls 45 möglich geworden, was

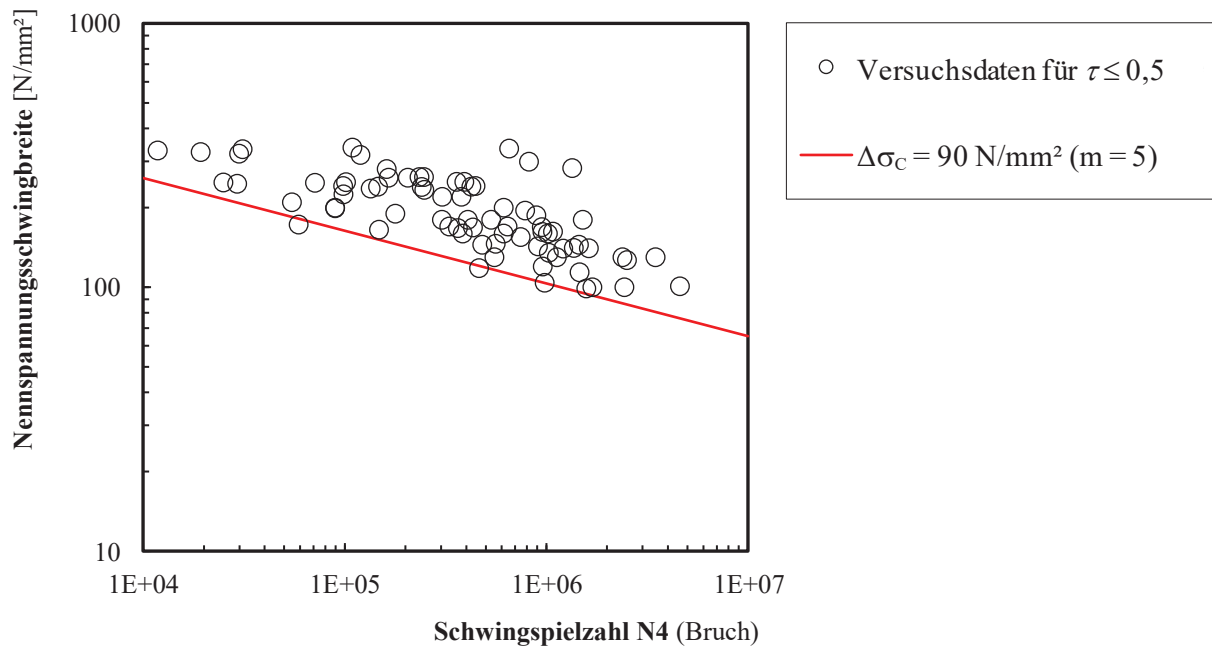


Abb. 3.8: Versuchsdaten aus der Literatur für $\tau \leq 0,5$

jedoch einer künstlichen Veränderung der Daten entsprochen hätte. Dadurch, dass für $\tau > 0,7$ nur noch der Kerbfall 36 hergeleitet werden konnte, ist dementsprechend auch keine lineare Interpolation für Wanddickenverhältnisse zwischen $0,5 < \tau \leq 0,7$ mehr möglich. Aufgrund dessen wird dieser Parameterbereich im Folgenden genauer betrachtet.

Für die nächste Kerbfallklasse wurden somit Versuchsdaten herangezogen, in denen die Prüfkörper Wanddickenverhältnisse zwischen $0,5 < \tau \leq 0,7$ aufwiesen. Aufgrund der großen Streuung wurde in diesem Fall noch zwischen $t_0 \leq 10 \text{ mm}$ und $t_0 > 10 \text{ mm}$ unterschieden. Hierbei konnte

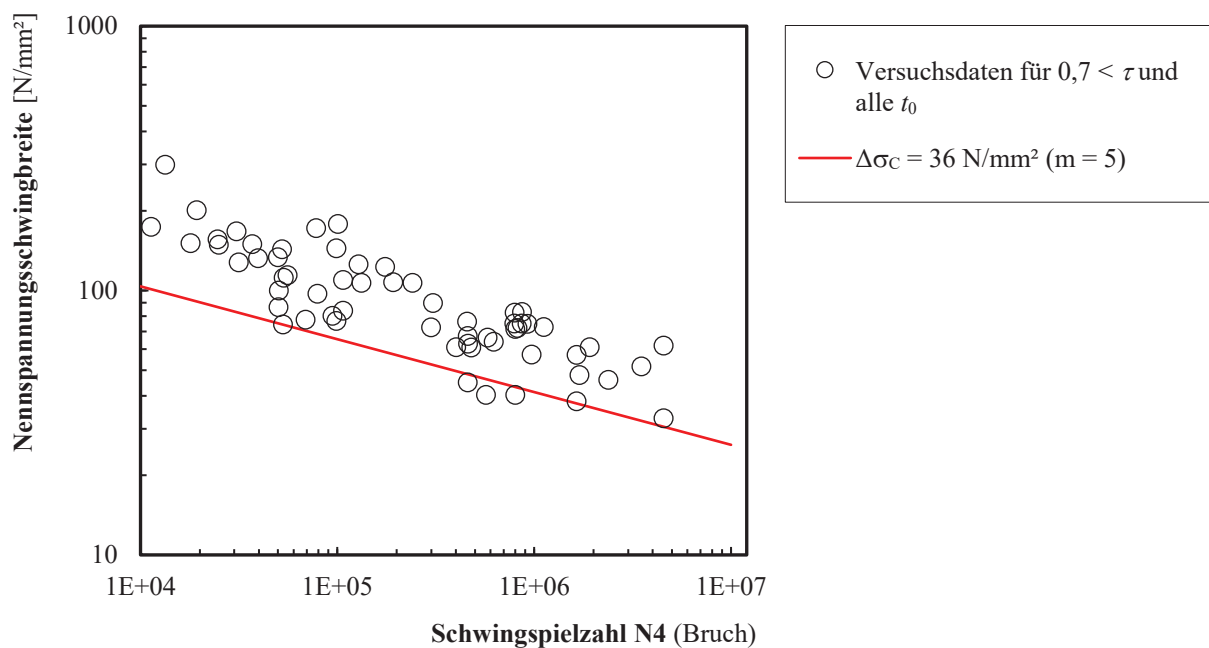


Abb. 3.9: Versuchsdaten aus der Literatur für $0,7 < \tau$

3.3 Herleitung neuer Kerbfalleinstufungen für K-Knoten aus Rundhohlprofilen

ein Wanddickeneinfluss beobachtet werden. Für den Wanddickenbereich $t_0 \leq 10$ mm wurden 85 Datensätze angesetzt. Dazu gehörten hauptsächlich Versuchsdaten, die im Rahmen von experimentellen Untersuchungen in [143] und [218] durchgeführt sowie in [146] zusammengetragen wurden. Der hergeleitete charakteristische Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit für die 95% Überlebenswahrscheinlichkeit bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen betrug schließlich 72 N/mm^2 . In Anlehnung an DIN EN 1993-1-9 ist somit der Kerbfall 71 ansetzbar. Die Versuchsdaten und der Kerbfall 71 sind zur Veranschaulichung in dem Wöhler-Diagramm in Abb. 3.10 eingetragen.

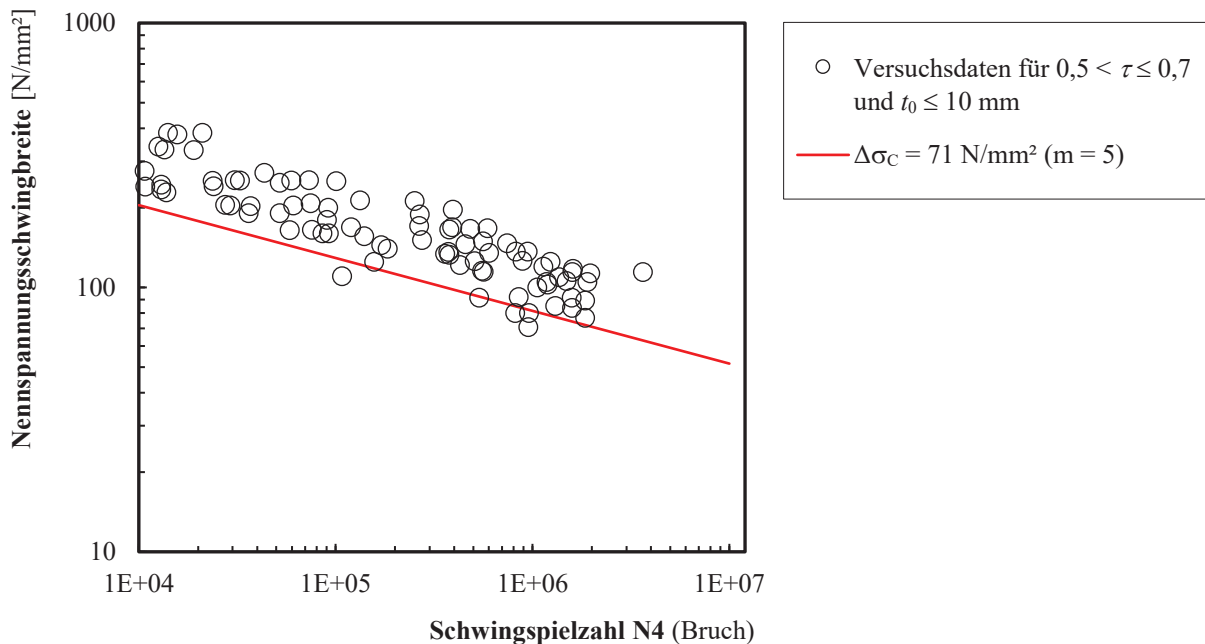


Abb. 3.10: Versuchsdaten aus der Literatur für $0,5 < \tau \leq 0,7$ und $t_0 \leq 10$ mm

Als letztes konnte für denselben τ -Bereich wie zuvor, d.h. für $0,5 < \tau \leq 0,7$, jedoch für Gurtwanddicken von $t_0 > 10$ mm 61 Versuchsdatenpunkte ausgewertet werden. Dazu gehörten Versuchsdaten aus [131], [179] und [116]. Auch die Versuche aus den in Kap. 5 vorgestellten experimentellen Untersuchungen konnten Eingang in die Auswertung finden. Der charakteristische Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit für die 95% Überlebenswahrscheinlichkeit bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen ergab sich für diesen Parameterbereich zu 64 N/mm^2 . Für die Anpassung an den Eurocode kann somit der Kerbfall 63 vorgegeben werden. Die Wöhler-Linie sowie die zugehörigen Datenpunkte sind hierzu in Abb. 3.11 dargestellt.

In Tab. 3.1 ist schließlich der sich ergebende Vorschlag für die ansetzbare Ermüdungsfestigkeit auf Nennspannungsniveau nach Eurocode 3 für geschweißte K- und N-Knoten dargestellt. Im Vergleich zur aktuell gültigen DIN EN 1993-1-9 [58], Tabelle 8.7 (vgl. Abb. 3.1) lassen sich wesentliche Verbesserungen erkennen. Der Anwendungsbereich wurde erweitert und deckt nun auch absolut dickwandige Rundhohlprofilknoten mit t_0 und $t_1 \leq 20$ mm ab, wodurch mit einer teilweisen Kompensation der geringeren Ermüdungsfestigkeit für $\tau > 0,7$ gerechnet werden kann. Auch erlaubt der neue Vorschlag eine Bemessung von Hohlprofilknoten mit Gurtdurchmessern von bis zu 325 mm. In [129] wurden die maximalen Gurtwanddicken auf 61 mm und Gurtdurchmesser auf $d_0 \leq 660$ mm begrenzt. In Abstimmung mit *Dr.-Ing. S. Herion* aus Karlsruhe und nach Meinungsbildung im zuständigen Normungsgremium CEN TC250/SC3/WG9 wurde aber

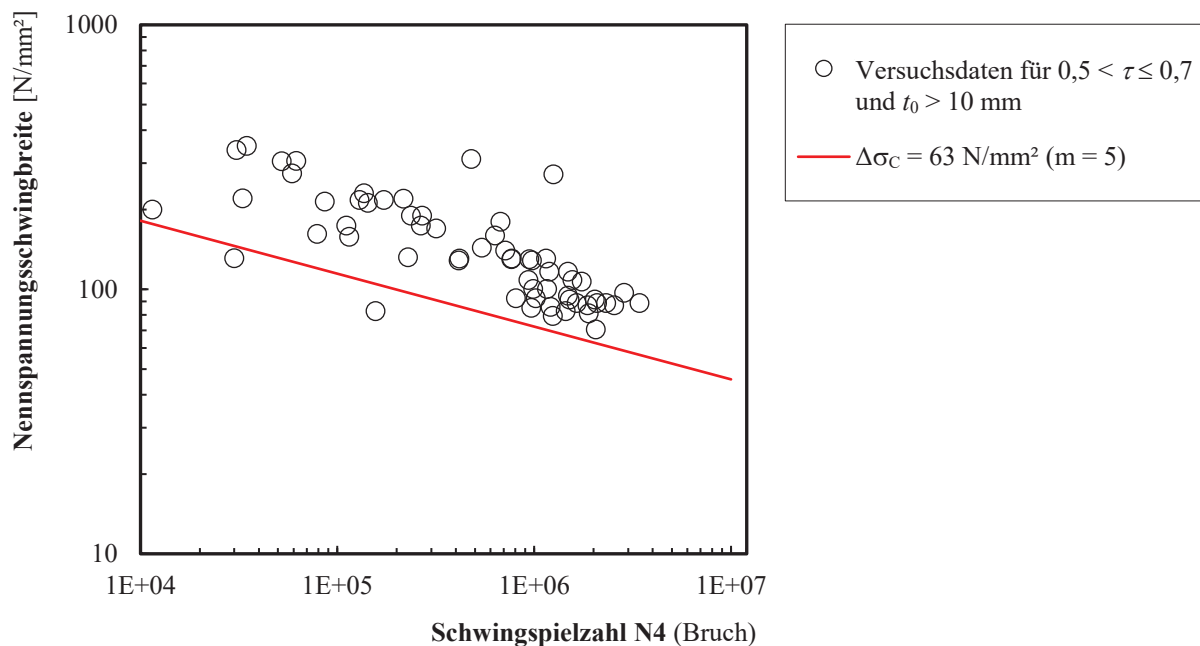


Abb. 3.11: Versuchsdaten aus der Literatur für $0,5 < \tau \leq 0,7$ und $t_0 > 10$ mm

deutlich, dass die betreffenden Prüfkörper bzw. Hohlprofilknoten aus versuchstechnischen Gründen nur unter Gurtbiegung getestet werden konnten. Der Beanspruchungszustand unter Gurtbiegung unterscheidet sich jedoch wesentlich von dem in üblichen Fachwerkstrukturen, sodass schlussendlich entschieden wurde, die maximal zulässigen Wanddicken auf 20 mm und Gurtdurchmesser auf 325 mm zu begrenzen.

Tab. 3.1: Neuer Vorschlag für die Ermüdungsfestigkeit auf Nennspannungsniveau für den Eurocode 3, Teil 1-9 [58, Tabelle 8.7]

Kerbfall	Konstruktionsdetail		Anforderungen
90 $m = 5$	alle t_0	$\frac{t_i}{t_0} \leq 0,5$	<p style="text-align: center;">Anschluss mit Spalt: Kerbdetail 1): K- und N-Knoten, Rundhohlprofile:</p>
71 $m = 5$	$t_0 \leq 10$	$0,5 < \frac{t_i}{t_0} \leq 0,7$	
63 $m = 5$	$t_0 > 10$		
36 $m = 5$	alle t_0	$0,7 < \frac{t_i}{t_0}$	

3.3.5 Neuer Vorschlag zur Kerbfalleinstufung auf Strukturspannungsniveau

Auf Strukturspannungsniveau stehen dem bemessenden Ingenieur in unterschiedlichen Regelwerken Ermüdungsfestigkeiten zur Verfügung, vgl. auch Abs. 2.3.3. Diese basieren jedoch hauptsächlich auf Versuchsdaten an relativ dünnwandigen Rundhohlprofilknoten unterschiedlicher Knotentypen, siehe z. B. [203]. Außerdem sind die darin vorgegebenen SCF-Werte auf relativ dünnwandige Rundhohlprofilknoten begrenzt, vgl. [4], [69] oder [216]. Deshalb sollte mit Hilfe der Untersuchungen in [131] und [179] die Datenbasis auch auf relativ dickwandige K- und KK-Knoten erweitert werden, vgl. Abs. 3.2. Eine gemeinsame Auswertung aller Versuchsdaten an relativ dick- *und* dünnwandigen K- und KK-Knoten fand bisher jedoch noch nicht statt. Aufgrund dessen wird im Folgenden und in Anlehnung an DIN EN 1993-1-9 ein Vorschlag für die charakteristische Ermüdungsfestigkeit für die 95% Überlebenswahrscheinlichkeit bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen auf Strukturspannungsniveau gemeinsam für relativ dünn- ($\gamma \geq 12$) und dickwandige K- und KK-Knoten ($\gamma < 12$) aus Rundhohlprofilen mit Spalt zwischen den Streben abgeleitet.

Zur Übersicht sind in Abb. 3.12 alle zusammengetragenen Versuchsdaten auf Grundlage von Strukturspannungen dargestellt. Durchläufer und Ausreißer sind ebenfalls noch eingetragen. Modifikationen wurden noch keine vorgenommen. Im Vergleich zu Abb. 3.7 ist eine eindeutig reduzierte Streuung der Versuchsdaten zu erkennen.

Um für die Auswertung eine Vergleichbarkeit zwischen den einzelnen Versuchsergebnissen der vielen unterschiedlichen nationalen und internationalen Versuchsprogramme auf Strukturspannungsniveau zu schaffen, war es erforderlich mehrere Modifikationen der Versuchsdaten durchzuführen. Darunter auch die *Modifikation für das Abbruchkriterium* nach Abs. 3.3.2.

– *Modifikation für den Mittelspannungseinfluss*

Die vielen unterschiedlichen Versuchseinrichtungen in den zusammengetragenen Quellen führ-

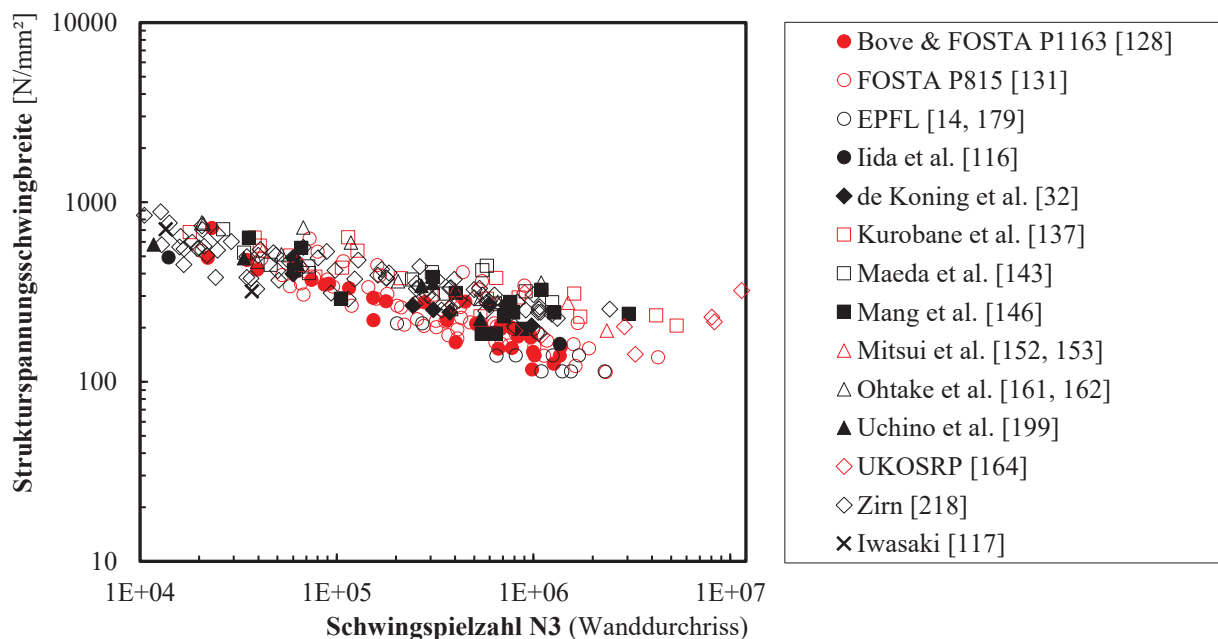


Abb. 3.12: Versuchsdaten aus der Literatur auf Strukturspannungsniveau (ohne Korrekturen)

ten zwangsläufig zu unterschiedlichen Spannungsverhältnissen R in den Versuchen. Dies ist grundsätzlich als unkritisch zu bewerten, wenn sich an den Schweißnähten Zugeigenspannungen ausbilden können, die in der Regel der Höhe der Streckgrenze entsprechen. In eigenspannungsarmen Konstruktionen sind diese Zugeigenspannungen jedoch nicht vorhanden bzw. mit Hilfe unterschiedlicher Methoden abgebaut worden, sodass vorhandene Druckspannungsanteile und damit der Mittelspannungseinfluss berücksichtigt werden sollte. Viele Versuche wurden beispielsweise mit Verhältnissen von $R = -1$ getestet, die somit einen nicht unwesentlichen, günstig wirkenden und „riss-schließenden“ Druckanteil in den Spannungsschwingbreiten aufwiesen. Die Vernachlässigung eines möglichen Mittelspannungseinflusses würde in diesen Fällen zu einer Überschätzung der Ermüdungsfestigkeit führen. In Anlehnung an [131, S. 316] wurden für eine konservative Bewertung in den Versuchen mäßig hohe Eigenspannungen vorausgesetzt. D. h. es wurde einerseits angenommen, dass die Versuchskörper nicht mit sehr hohen Eigenspannungen behaftet sind, wie das in ganzen Fachwerken anzunehmen ist. Andererseits wurde angenommen, dass die Versuchskörper nicht eigenspannungsfrei sind, wie dies bei Kleinprüfkörpern vorausgesetzt wird, die durch eine Zerlegung von größeren Schweißkonstruktionen hergestellt werden. Nach DIN EN 1993-1-9 [58] Abs. 7.2.1 kann ein Mittelspannungseinfluss durch Reduktion der Druckspannungen auf 60% berücksichtigt werden. Der Reduktionsfaktor ergibt sich damit für ein Spannungsverhältnis von $R = -1$ zu:

$$f = \frac{\Delta\sigma_{\text{nom}}}{\Delta\sigma_{\text{red}}} = \frac{2 \cdot \sigma_a}{(1 + 0,6) \cdot \sigma_a} = 1,25 \quad (3.4)$$

Für mäßig hohe Eigenspannungen ist dann wie in [131, S. 318] der Mittelwert der Faktoren für eigenspannungsfreie ($f = 1,25$) Konstruktionen und für Konstruktionen mit hohen Eigenspannungen ($f = 1,0$) anzusetzen. Schließlich erfolgte eine Modifikation der betreffenden Versuchsdaten mit Gl. (3.5).

$$\Delta\sigma_{\text{HS}}^{R=0} = \frac{\Delta\sigma_{\text{HS}}^{R=-1}}{f} = \frac{\Delta\sigma_{\text{HS}}^{R=-1}}{1,125} \quad (3.5)$$

– Modifikation für den Wanddickeneinfluss

Infolge der vielen unterschiedlichen Versuchsprogramme und Forschungsvorhaben variierten auch die Wanddicken der versagten Hohlprofile je nach Lastfall und Testserie. Somit musste auch auf Grundlage von Strukturspannungen dem zu beobachtenden Wanddickeneinfluss Rechnung getragen werden. Hierfür wurden in Anlehnung an [216, Table 3.1] oder [203, Table 2] bei der statistischen Auswertung die Strukturspannungsschwingbreiten auf eine Referenzwanddicke umgerechnet, die für Hohlprofilknoten in der Regel 16 mm beträgt, vgl. Gl. (3.6).

$$\Delta\sigma_{\text{HS}}^{t=16} = \Delta\sigma_{\text{HS}}^{t \neq 16} \cdot \left(\frac{16}{t} \right)^{-0,06 \cdot \log N} \quad (3.6)$$

Der in [203], auf Grundlage von VAN DELFT ET AL. [202], vorgeschlagene Korrekturfaktor für den Wanddickeneinfluss, also $k_s^{-1} = (16/t)^{-0,06 \log N}$, wurde grundsätzlich anhand einer großen Datenbasis, jedoch unter Berücksichtigung vieler unterschiedlicher Knotenkonfigurationen hergeleitet. Dieser geht von geringeren Ermüdungsfestigkeiten für Hohlprofilknoten mit

Wanddicken von $t > 16$ mm und höheren Ermüdungsfestigkeiten für Hohlprofilknoten mit Wanddicken von $t < 16$ mm aus. Im Folgenden soll deshalb untersucht werden, wie sich dieser Korrekturfaktor bei der Auswertung auswirkt, wenn ausschließlich Versuchsdaten an K-, KK- und N-Knoten betrachtet werden (einschl. Versuche in Kapitel 5). Anhand von Abb. 3.13 können folgende Beobachtungen gemacht werden:

1. Der ausgeprägte Wanddickeneinfluss lässt sich klar erkennen, wenn die Versuchsdaten in zwei Wanddickenbereiche – $t \leq 16$ mm und $t > 16$ mm – unterteilt werden. t definiert hierbei die Wanddicke des versagten Hohlprofils. Die so unterteilten Versuchsdaten sind in Abb. 3.13 (a) dargestellt. Berücksichtigt ist hierbei nur der Mittelspannungseinfluss.
2. Anhand von Abb. 3.13 (a) wird auch deutlich, dass die dickwandigen Hohlprofilknoten (ausgefüllte Kreise) im unteren Bereich des Streufeldes liegen. Bei Schwingungszahlen $N < 40\,000$ ist jedoch keine klare Tendenz mehr erkennbar. Damit lässt sich schlussfolgern, dass die z. B. nach [216] aktuell vorausgesetzte höhere Ermüdungsfestigkeit für dünnwandige Hohlprofilknoten ($t < 16$ mm) im Bereich hoher Beanspruchungen nicht in der Größenordnung angesetzt werden kann, wie bisher. Auch bestätigt die eingezeichnete Regressionsgerade die Beobachtung in [206, S. 435], dass sich für dünnwandige Hohlprofilknoten eine geringere natürliche Neigung der Wöhlerlinie einstellt. Für alle Versuchsdaten mit Mittelspannungskorrektur berechnet sich die Standardabweichung zu 0,328 (2,128 N/mm²). Die natürliche Neigung ergibt sich hierfür zu $m = 2,8$.
3. In Abb. 3.13 (b) sind in einem weiteren Schritt alle Versuchsdaten mit einer Mittelspannungskorrektur nach Gl. (3.5) und einer Wanddickenkorrektur nach Gl. (3.6) bzw. [203] modifiziert worden. Es fällt auf, dass die Versuchsdaten für die absolut dünn- und dickwandigen Hohlprofilknoten ein engeres Streuband ausbilden. Es kann aber auch beobachtet werden, dass eine Vielzahl der Datenpunkte an dünnwandigen Hohlprofilknoten unten aus dem Streuband herausfallen. Die Standardabweichung beträgt in diesem Fall 0,305 (2,018 N/mm²) für eine natürliche Neigung von $m = 3,11$ und verringert sich somit etwas im Vergleich zu Abb. 3.13 (a). Für den Bereich mit niedrigeren Beanspruchungen lässt sich somit ein weiterer Schluss ziehen, dass die vorausgesetzte höhere Ermüdungsfestigkeit dünnwandiger Hohlprofilknoten ($t < 16$ mm) nicht in dem Ausmaß angesetzt werden kann, wie es bisher der Fall ist.
4. Aus den ersten drei gemachten Beobachtungen lässt sich anschließend die folgende Hypothese aufstellen:

Die Zunahme der Ermüdungsfestigkeit mit abnehmender Wanddicke ($t < 16$ mm) ist vernachlässigbar. Mit zunehmender Wanddicke ($t > 16$ mm) tritt demgegenüber eine ausgeprägte Reduktion der Ermüdungsfestigkeit auf.

Um diese Hypothese zu untermauern, werden im nächsten Schritt nur die Versuchsdaten modifiziert, in denen die versagten Hohlprofile (Gurt oder Strebe) der getesteten Prüfkörper Wanddicken größer 16 mm besaßen. Die so umgesetzte Wanddickenkorrektur, im Folgenden „neue Korrekturmethode“ genannt, wird anhand von Gl. (3.7) deutlich. Der Exponent

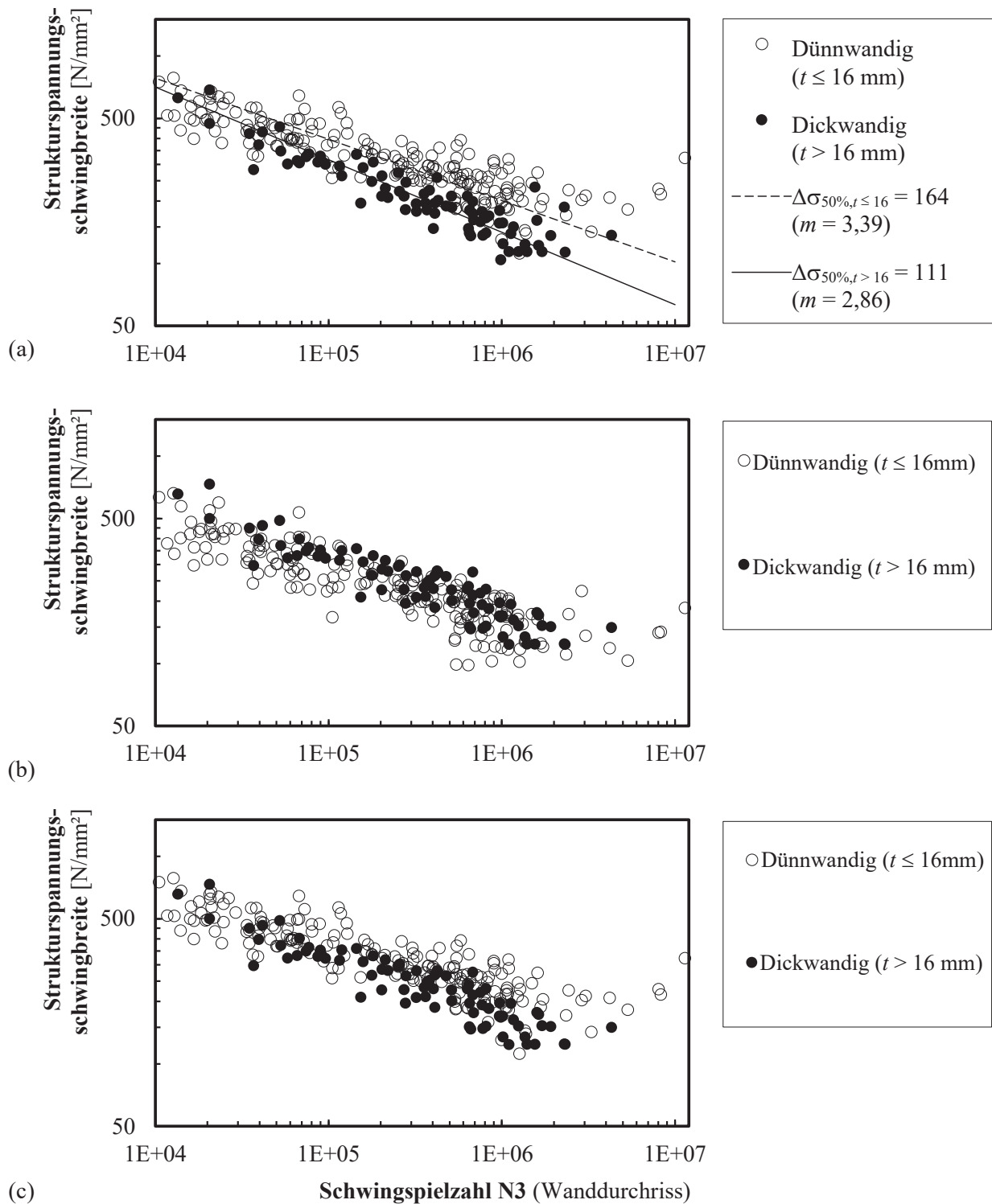


Abb. 3.13: Versuchsdaten aus der Literatur, einschl. Versuche aus Kapitel 5: (a) nur mit Korrektur für den Mittelspannungseinfluss, (b) mit zusätzlicher Korrektur aller Versuchsdaten für den Wanddickeneinfluss nach Gl. (3.6) und (c) mit Korrektur für den Wanddickeneinfluss nach Gl. (3.6) nur der Versuchsdaten mit $t > 16$ mm

3.3 Herleitung neuer Kerbfalleinstufungen für K-Knoten aus Rundhohlprofilen

$B = 0,06 \cdot \log N$ aus Gl. (2.7) bzw. aus [203] bleibt hierbei gleich.

$$\Delta\sigma_{\text{HS}}^{t=16} = \Delta\sigma_{\text{HS}}^{t>16} \cdot k_s^{-1} = \Delta\sigma_{\text{HS}}^{t>16} \cdot \left(\frac{16}{t}\right)^{-0,06 \cdot \log N} \quad (3.7)$$

Die sich hieraus ergebende Datenbasis ist in Abb. 3.13 (c) dargestellt. Auch in diesem Fall ist eine Verengung des Streubandes im Vergleich zu Abb. 3.13 (a) zu erkennen. Die Versuchsdaten an den absolut dickwandigen Hohlprofilknoten gliedern sich gut in das bestehende Streufeld der dünnwandigen Hohlprofilknoten ein. Die Standardabweichung verringert sich erneut auf 0,304 (2,015 N/mm²). Die natürliche Neigung der Wöhler-Linie beträgt $m = 3,08$. Damit lässt sich sagen, dass die aufgestellte Hypothese angemessen erscheint. Interessanterweise wird auch in DNV [69, Abs. 2.4.3] und in API [69, Abs. 5.5.2] explizit erwähnt, dass eine Vergrößerung der Ermüdungsfestigkeit mit Wanddicken von $t < t_{\text{ref}} = 16$ mm nicht angesetzt werden sollte, was die neue Korrekturmethode und die aufgestellte Hypothese weiter stützt.

Mit Hilfe der neuen Korrekturmethode wurde anschließend die charakteristische Ermüdungsfestigkeit auf Strukturspannungsniveau hergeleitet. Das Vorgehen hierzu kann Anhang F entnommen werden. Abb. 3.14 zeigt die 242 ansetzbaren und modifizierten Datenpunkte. Durchläufer, Versuchsdaten im Dauerfestigkeitsbereich und Ausreißer wurden vernachlässigt. Auch wurden die Versuche der Testserien 101, 102, 103 und 201 aus Kap. 5 nicht in die Auswertung mit aufgenommen. Diese wiesen Schweißnahtunregelmäßigkeiten auf und/oder versagten unter Ausbildung eines Wurzelrisses. In die Datenbasis zur Herleitung eines Kerbfalls nach Eurocode konnten diese somit nicht aufgenommen werden. Eine neue Nachweismethode für solche Fälle wird in Kap. 6

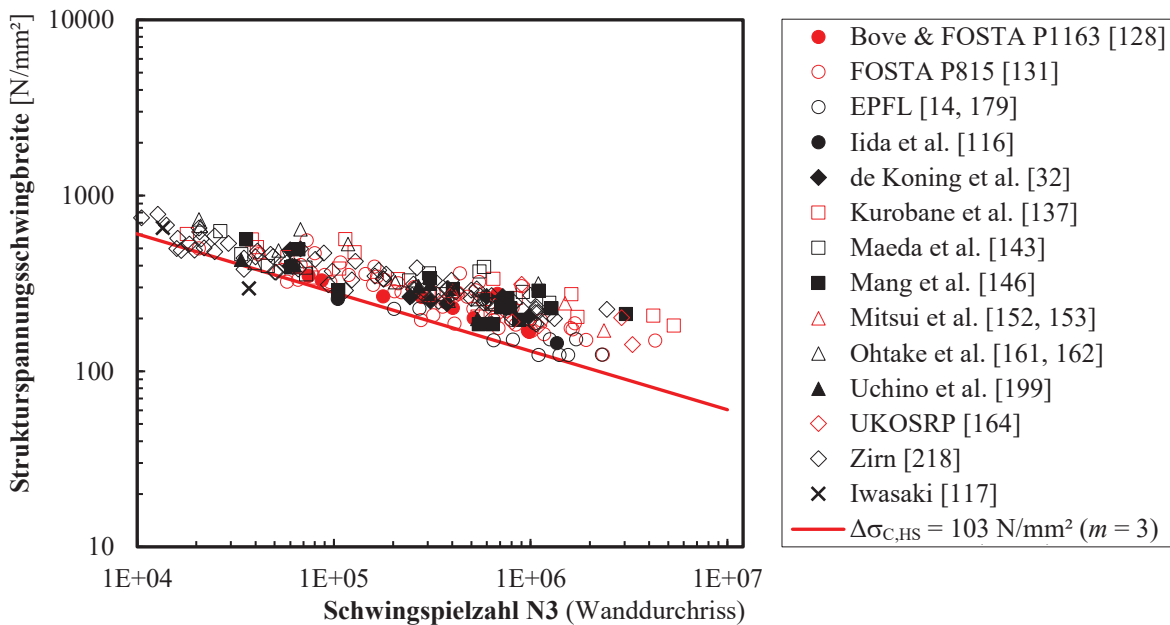


Abb. 3.14: Versuchsdaten aus der Literatur mit neuer Korrekturmethode auf Strukturspannungsniveau ohne Ausreißer und Langläufer

eingeführt und näher erläutert. Berücksichtigt wurden aber die Prüfkörper mit reduziertem Nahtvolumen an der Kronenspitze (Testserie 200) und die Versuche an Großstrukturen (Testserie 300 in [129, Kap. 3]), die im Rahmen von [129] an der Hochschule München durchgeführt wurden.

Der Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit für die Überlebenswahrscheinlichkeit von 95% bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen und einer Neigung der Wöhlerlinie von $m = 3$ ergab sich schließlich zu 103 N/mm^2 . Der Wert ist dementsprechend mit den Ermüdungsfestigkeiten aus [131] und [203] vergleichbar. Die Standardabweichung ließ sich im Zuge dessen berechnen zu 0,284 bzw. $1,92 \text{ N/mm}^2$. Eine Vernachlässigung der Versuchsdaten mit Wanddicken der versagten Hohlprofile von $t < 4 \text{ mm}$ brachte keine nennenswerte Änderung in der Festigkeit. Zusätzlich wurde die Anwendung der „bisherigen Korrekturmethode“, also der bisher nach Gl. (3.6) bzw. [203] anzusetzenden Wanddickenkorrektur näher betrachtet. Eine statistische Auswertung derselben Versuchsdaten, unter Vernachlässigung der Versuchsdaten mit Wanddicken der versagten Hohlprofile von $t < 4 \text{ mm}$, lieferte dann nur eine Ermüdungsfestigkeit von 89 N/mm^2 . Die Standardabweichung erreichte hierfür jedoch den geringsten Wert von 0,259 bzw. $1,81 \text{ N/mm}^2$, vgl. auch [129].

Ein abschließender Vergleich der neuen mit der bisherigen Korrekturmethode lässt sich mit Hilfe von Abb. 3.15 ziehen. Die Abbildung zeigt hierzu die Verläufe der Ermüdungsfestigkeiten für die beiden alternativen Korrekturmethode, ausgewertet bei $N = 2\,000\,000$ Schwingspielen und für unterschiedliche Wanddicken des versagenden Hohlprofils. Es wird deutlich, dass die übliche Korrektur nur bei der Bemessung von K-, KK- und N-Knoten mit Wanddicken $t < 11 \text{ mm}$ wirtschaftlicher ist. Die im Straßenbrückenbau verwendeten Hohlprofile weisen üblicherweise jedoch größere Wanddicken als 11 mm auf², sodass die hier vorgestellte neue Korrekturmethode für den Straßenbrückenbau die wirtschaftlichere Lösung darstellt.

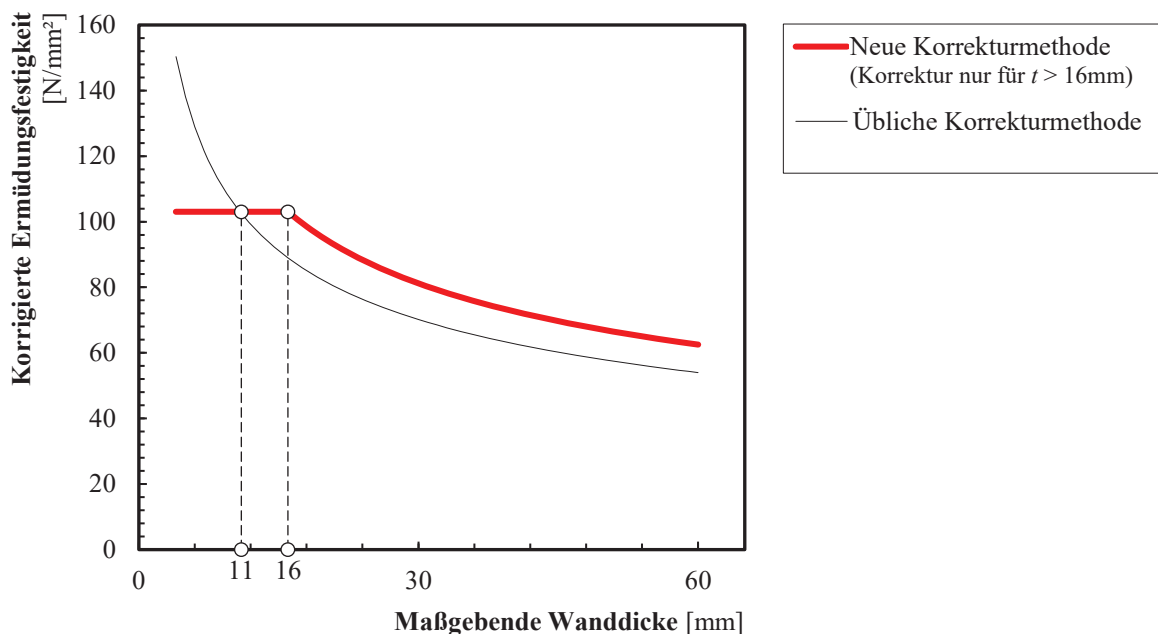
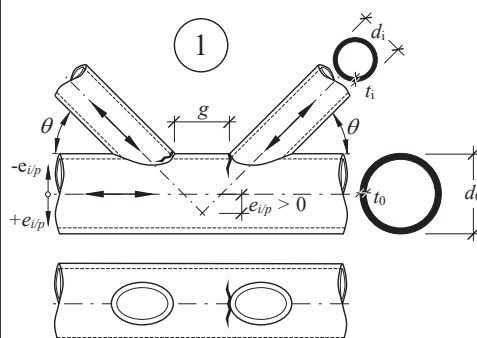


Abb. 3.15: Vergleich der Korrekturmethode bei $N = 2\,000\,000$ Schwingspielen

²vgl. die Zusammenstellung von SCHUMACHER in [179, Table 2.2]

3.4 Untersuchungen an K-Knoten mit dem Kerbspannungskonzept

Tab. 3.2: Neuer Vorschlag für die modifizierte Ermüdungsfestigkeit auf Strukturspannungsniveau nach Eurocode 3, Teil 1-9, Anhang B [58, Tabelle B.1]

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
100 $m = 3$	<p>Wanddickenabhängigkeit für $t > 16$ mm:</p> $k_s = \left(\frac{16}{t}\right)^{0,06 \log N}$ 	<p>1) K-, KK- und N-Knoten aus Rundhohlprofilen mit Spalt</p>	<p>1)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Die Schweißnähte sind über den Umfang als durchgeschweißte Stumpfnähte, Kehlnähte oder als Kombinationen von beiden auszuführen. - Nahtansatzstellen sind zu beschleifen.

Zur Aufnahme des Kerbdetails „Geschweißte Knoten von Fachwerkträgern – Anschluss mit Spalt: K-, KK- und N-Knoten, Rundhohlprofile“ in den Anhang B von DIN EN 1993-1-9 [58] und in Anlehnung an die bereits darin hinterlegten Kerbfälle auf Strukturspannungsniveau, wird schlussendlich der Kerbfall 100 vorgeschlagen, der somit auf der sicheren Seite liegt und hierzu auch in Tab. 3.2 abgebildet ist.

3.4 Untersuchungen an K-Knoten mit dem Kerbspannungskonzept

Erste Versuche das Kerbspannungskonzept für eine Anwendung an K-Knoten aus Rundhohlprofilen mit Spalt und Strebennormalkraft zu vereinfachen, wurden von PRADANA ET AL. [168] unternommen. Dabei wurde zum einen eine Möglichkeit vorgestellt wie Kerbspannungen auf ähnliche Art und Weise wie Strukturspannungen an einem gröber vernetzten FE-Modell durch Extrapolation bestimmt werden können. Zum anderen wurden parametrisch formulierte Beziehungen zwischen den Struktur- und Kerbspannungen hergeleitet, mit denen eine aufwendige Modellierung der lokalen Schweißnahtgeometrie ebenfalls umgangen werden kann. Die damit erzielten Ergebnisse sind vielversprechend, können aber noch nicht ohne weiteres in der Praxis angewendet werden, da die Methode nur für wenige Knotenkonfigurationen (X- und K-Knoten) und nur für einen Lastfall (Strebennormalkraft) validiert wurde.

3.5 Zusammenfassung

Zu Beginn dieses Kapitels wurden die Hintergründe ausführlich vorgestellt, die zu den aktuell in DIN EN 1993-1-9, Tabelle 8.7 vorgegebenen Kerbfällen auf Nennspannungsniveau und den entsprechenden Anforderungen geführt haben. Mit Hilfe einer umfassenden Versuchsdatenbank, die nach Quellen sortiert in [129] aufbereitet ist, konnte anschließend eine statistische Auswertung auf Nennspannungsniveau einerseits und auf Strukturspannungsniveau andererseits durchgeführt werden. Für eine Bemessung mit dem Nennspannungskonzept wurde ein Vorschlag für die ansetzbaren Ermüdungsfestigkeiten in Anlehnung an Eurocode 3, Teil 1-9 unterbreitet.

Bei der Auswertung der Versuchsdaten zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit auf Grundlage von Strukturspannungen konnte anschließend festgestellt werden, dass die bisher gängige Methode zur Berücksichtigung des Größeneinflusses vermutlich nicht in dem Maße gültig ist, wie bisher angenommen. Es konnte hierzu eine weitaus geringere Ermüdungsfestigkeit für K-, KK- und N-Knoten ermittelt werden, als bisher in den Regelwerken hinterlegt. Ein alternativer Ansatz, bei dem nur Hohlprofilknoten mit $t > 16$ mm eine Wanddickenkorrektur erfahren, wurde hierzu vorgestellt. Mit dieser neuen Korrekturmethode ist für Hohlprofilkonstruktionen mit geschweißten K-, KK- oder N-Knoten und mit Wanddicken $t \geq 11$ mm, also für den im Brückenbau wichtigen Wanddickenbereich, eine wirtschaftlichere Bemessung möglich. Ein Vorschlag für die ansetzbare Ermüdungsfestigkeit auf Strukturspannungsniveau zur Einarbeitung in den Anhang B von DIN EN 1993-1-9 wurde ebenfalls unterbreitet.

Stand der Wissenschaft und Technik zum Einfluss der Schweißnahtausführung von Rundhohlprofilknoten unter Ermüdung

4.1 Schweißnahtqualität an geschweißten Rundhohlprofilknoten

4.1.1 Einführung

Die Qualität einer Schweißnaht wird maßgeblich von der Ausführung der Naht und der damit einhergehenden Anzahl bzw. Größe der enthaltenen Schweißnahtunregelmäßigkeiten bestimmt. Schweißnahtunregelmäßigkeiten können dabei im Allgemeinen nach DIN EN ISO 5817 [66] in drei Kategorien eingeteilt werden. Neben den oberflächennahen Unregelmäßigkeiten, (wie z. B. Risse, Nahtüberhöhungen und Einbrandkerben) sind innere Unregelmäßigkeiten (wie z. B. Einschlüsse, Bindefehler, Lunker, Poren und Porenester) sowie Unregelmäßigkeiten in der Nahtgeometrie zu nennen (wie z. B. Kantenversatz bei Blechen, Schlechte Passung bei Kehlnähten). Da der Anschlussbereich geschweißter Hohlprofilverbindungen einer hohen Beanspruchung unterliegt, ist der Einfluss der Schweißnahtform (z. B. Kerbradius) und der Schweißnahtqualität (z. B. Schweißnahtunregelmäßigkeiten) auf die Ermüdungsfestigkeit besonders ausgeprägt. Auch besteht ein erhöhtes Risiko, dass sich durch die einseitige, schweißtechnische Fertigung der Hohlprofilknoten Schweißnahtunregelmäßigkeiten an den Nahtwurzelpunkten ausbilden. Aufgrund dessen sollen in den folgenden Abschnitten die für Rundhohlprofilknoten wichtigsten Aspekte zur Schweißnahtqualität und zu den Einflüssen von Schweißnahtunregelmäßigkeiten auf die Ermüdung vorgestellt werden.

4.1.2 Bewertung und Qualitätseinstufung von Schweißnähten

Für eine Qualitätseinstufung von Schweißnähten steht den Praktikern DIN EN ISO 5817 [66] als ein Bewertungssystem zur Verfügung. Diese beinhaltet Grenzwerte, anhand derer die Bewertungsgruppe (B, C oder D) oder auch eine Qualitätsstufe bestimmt werden kann. Hierbei wird zwar intuitiv davon ausgegangen, dass eine höhere Bewertungsgruppe (Bewertungsgruppe B ist hierbei die Höchste) zu einer höheren Lebensdauer führt, doch ist dies nicht in jedem Fall gegeben. Dies liegt u.a. daran, dass DIN EN ISO 5817, basierend auf der damaligen deutschen DIN 8563, und die damit verbundenen Bewertungsgruppen ursprünglich nur für die Bewertung der Schweißbefähigung des Schweißpersonals entwickelt worden sind und für Ausbildungszwecke dienen, siehe auch [118, S. 5]. Der Aspekt der Ermüdung wurde hierbei zunächst vernachlässigt. Auch gibt DIN EN ISO 5817 [66] einige Qualitätsanforderungen an, die entweder nur für eine Schweißnahtform (z. B. Nr. 3.2 *Schlechte Passung bei Kehlnähten* in [66]) gelten oder ermüdungstechnisch nicht untersucht werden müssen (z. B. Nr. 1.23 *Schweißspritzer* in [66]).

4.1 Schweißnahtqualität an geschweißten Rundhohlprofilknoten

Dass mit der Qualitätsstufe nicht gleichzeitig auch die Ermüdungsfestigkeit steigt, zeigt sich am Beispiel einer üblichen Längskehlnaht zwischen Steg- und Flanschblech eines geschweißten Querschnitts, siehe Abb. 4.1. Bei Längsbeanspruchung zeigen sich die Ermüdungserscheinungen senkrecht zu den Nahtübergängen bzw. senkrecht zur Beanspruchungsrichtung. Das bedeutet, dass trotz hoher Qualitäten der Nahtübergänge (hohe Bewertungsgruppe) das Konstruktionsdetail nicht selbstverständlich eine höhere Ermüdungsfestigkeit aufweisen muss. Die Berücksichtigung der Beanspruchungssituation ist deshalb von besonderer Bedeutung und eine differenziertere Betrachtung ist generell geboten.

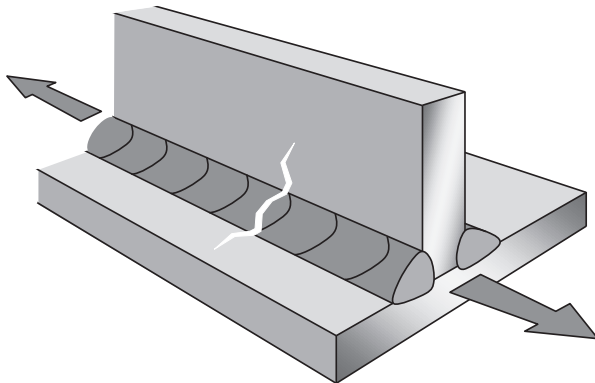


Abb. 4.1: Längskehlnaht mit Beanspruchung in Längsrichtung, in Anlehnung an [118, Fig. 2.3]

Praxisrelevant sind die Bewertungsgruppen bereits vor der eigentlichen Ausführung des betrachteten Tragwerks. Welche Bewertungsgruppe die auszuführenden Schweißnähte vorweisen und in welchen Qualitäten diese damit ausgeführt sein müssen, ist davon abhängig, in welche Ausführungsklasse (EXC) die Konstruktion fällt. Nach dem Nationalen Anhang von DIN EN 1993-1-1 [55, NDP zu C.2.2 (4), Anmerkung] fallen ermüdungsbeanspruchte Hohlprofilknoten (z. B. in Straßenbrücken, Eisenbahnbrücken oder fliegende Bauten etc.) in die Ausführungsklasse EXC 3. Mit der Ausführungsklasse kann anschließend anhand von DIN EN 1090-2 [50, Abs. 7.6] die Bewertungsgruppe bestimmt werden, die sich für ermüdungsbeanspruchte Hohlprofilknoten zu *B* ergibt.

4.1.3 Einfluss der Schweißnahtqualität auf das Ermüdungsverhalten

Dadurch, dass die Ermüdungsfestigkeit ermüdungsbeanspruchter Konstruktionen von den metallurgischen und geometrischen Kerben abhängt, kommen in diesem Fall einigen Unregelmäßigkeiten eine besondere Bedeutung zu. Nach [118] gibt es insgesamt neun Schweißnahtmerkmale, die das Ermüdungsverhalten beeinflussen: Nahtdicke, Duktilität, Einbrandtiefe, Maß des Schweißgutüberlaufs, innere Bindefehler, Versatz, Porosität, Kerbradius und Tiefe der Einbrandkerbe. Generell hat auch der Nahtanstiegswinkel α einen Einfluss auf die Lebensdauer geschweißter Verbindungen, der sich aber im Regelfall und für Werte $\alpha \geq 90^\circ$ dem Einfluss aus dem Kerbradius unterordnet. Die letzten drei genannten Schweißnahtmerkmale, also Kerbradius, Einbrandkerbe und Nahtanstiegswinkel, definieren die lokale Geometrie des Schweißnahtübergangs, die im Wesentlichen das Ermüdungsverhalten bzw. die Qualität hinsichtlich der Ermüdung einer Schweißnaht dominiert, vgl. auch [74, S. 240] bzw. Abs. 2.3.1. Unter der Annahme, dass die Qualität nur von der Geometrie des Nahtübergangs abhängt, lässt sich daraus schließen, dass die Qualität

hinsichtlich Ermüdung hauptsächlich vom Schweißprozess bestimmt wird, aus [118, S. 8]. Anzumerken ist hierbei, dass andere Schweißnahtunregelmäßigkeiten, die zwar aus der Fertigung hervorgehen, jedoch nicht die Geometrie der Schweißnahtübergänge betreffen, wie zum Beispiel Achsversätze, nicht als Bestandteil der Nahtqualität anzusehen sind. In der Regel sind solche Unregelmäßigkeiten bei der Bemessung zu berücksichtigen. Bis zu einem gewissen Grad sind viele Unregelmäßigkeiten (z. B. auch Achsversätze) bereits in den einzelnen Kerbfällen hinterlegt.

In mehreren Forschungsprojekten wurden Schweißnahtunregelmäßigkeiten und deren Einfluss auf das Ermüdungsverhalten unterschiedlicher Konstruktionsdetails untersucht.

SCHOLTE & BUISMAN [177] untersuchten beispielsweise den Einfluss unterschiedlicher Schweißnahtunregelmäßigkeiten auf die Ermüdungsfestigkeit stumpf gestoßener Rundhohlprofile. Es konnte gezeigt werden, dass eine nicht ganz durchgeschweißte Naht die Lebensdauer um die Hälfte reduzieren kann und dass Unregelmäßigkeiten an der Schweißnahtwurzel zu einer Rissinitiierung an dieser Stelle führen können.

WEIDNER [207] bestätigt in seinen Untersuchungen die Beobachtung aus [177] zur Halbierung der Lebensdauer. Er fasst darüber hinaus zusammen, dass für das betrachtete Konstruktionsdetail der einseitig geschweißten Stumpfstöße von Rundhohlprofilen das Versagen erfahrungsgemäß von der Nahtwurzel ausgeht. Er leitet außerdem für die unterschiedlichen anwendbaren Konzepte Ermüdungsfestigkeiten her. Für Stumpfstöße mit Schweißnahtunregelmäßigkeiten werden diese auf Grundlage der linear-elastischen Bruchmechanik ermittelt. Neben Schweißnahtunregelmäßigkeiten scheinen dabei auch Achsversätze der Hohlprofile einen wesentlichen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit aufzuweisen.

QIAN ET AL. [169] untersuchten den Einfluss von nicht durchgeschweißten Stumpfnähten an der Kronenspitze von X-Knoten aus Rundhohlprofilen, siehe Abb. 4.2. Im Gegensatz zu den Untersuchungen in [177] konnte hier gezeigt werden, dass eine ungenügende Durchschweißung ($n = 3$ mm, vgl. Abb. 4.3 (a) für die Definition von n) einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit von Stumpfnähten an X-Knoten hat, solange die Schweißnahtübergänge nicht nachbehandelt werden und sich damit der potenzielle Rissinitiierungsort zur Schweißnahtwurzel verschiebt.

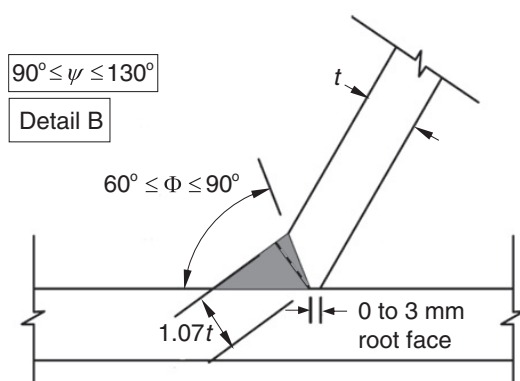


Abb. 4.2: Detail der nicht durchgeschweißten Stumpfnah, Bild entnommen aus QIAN ET AL. [169, Fig. 1]

Aus den bisherigen Untersuchungen lässt sich somit schließen, dass der Einfluss von Schweißnahtunregelmäßigkeiten in Abhängigkeit der Verbindungsart (Stumpfstoß, X- oder K-Knoten etc.) betrachtet werden sollte. Auch ist es wichtig, die Beanspruchungssituationen in den Schweiß-

nähten zu berücksichtigen, da in gewissen Fällen eine höhere Qualität zu keiner wesentlichen Verbesserung der Lebensdauer führt. Es ist außerdem zu erkennen, dass die bisher unternommenen Untersuchungen zur Schweißnahtqualität nicht gänzlich auf die in dieser Arbeit betrachteten K-Knoten übertragbar sind.

4.1.4 Beziehung zwischen Qualitätsstufe und Ermüdung

Auch wenn die o. g. Qualitätsstufen ursprünglich nicht als Indiz für die Lebensdauer geschweißter Verbindungen geplant waren, fand trotzdem eine erste Zuordnung der einzelnen Bewertungsgruppen zu Kerbfallklassen des IIW in tabellarischer Form über den informativen Anhang C „Zusätzliche Anforderungen an Schweißungen unter Berücksichtigung der Schwingfestigkeit“ Eingang in DIN EN ISO 5817 [66]. Grundlage hierfür waren die Arbeiten von HOBACHER & KASSNER [112], die Regelwerke und Forschungsarbeiten zu Einflüssen ausgewählter Schweißnahtunregelmäßigkeiten auf die Ermüdungsfestigkeit zusammengetragen und evaluiert haben. In [111] und [118] sind diese Zuordnungstabellen ebenfalls integriert. In [112, Table 1] werden grundlegend Kehl- und Stumpfnähte (ohne Badsicherung) betrachtet, für die die Kerbfallklasse bei sich ändernder Bewertungsgruppe angegeben ist. Ausgangspunkt ist die IIW FAT-Klasse 90 und Bewertungsgruppe *B* für Stumpfnähte (Detail Nr. 212 in [111, Tabelle 3.1]), die FAT-Klasse 63 und Bewertungsgruppe *D* für Kehlnähte mit Rissinitiierung am Nahtübergang (Detail Nr. 413 in [111, Tabelle 3.1]) und die FAT-Klasse 40 und Bewertungsgruppe *D* für Kehlnähte mit Rissinitiierung an der Schweißnahtwurzel (Detail Nr. 414 in [111, Tabelle 3.1]). Übersichtlicher sind die Tabellen 2 und 3 in [112], in denen die Bewertungsgruppen angegeben sind, mit denen die angesetzten Kerbfälle (90, 63 und 40) eingehalten werden können.

Im Anhang C von DIN EN ISO 5817 wurden darauf aufbauend zum einen Kehlnähte mit Rissinitiierung an der Nahtwurzel und die Bewertungsgruppe *D* generell ausgelassen. Zum anderen sind mehrere Schweißnahtunregelmäßigkeiten nicht in den Anhang C übernommen worden, wie zum Beispiel der Typ *Schlechte Passung bei Kehlnähten*, vgl. Abb. 4.3 (b). Darüber hinaus gibt der Anhang C die Möglichkeit mit weiteren und verschärften Anforderungen an die maximal zulässigen Abmessungen bestimmter Schweißnahtunregelmäßigkeiten den Kerbfall 125 anzusetzen. Es wird jedoch ausdrücklich erwähnt, dass die Kerbfallklasse 125 nicht allein durch Schweißen erreicht werden kann und auch nur für Stumpfnähte Gültigkeit besitzt [66, Abs. C.2].

Hervorzuheben ist hierbei, dass *zuerst der Kerbfall des Konstruktionsdetails nach DIN EN 1993-1-9 [58] und falls von den Planern als Bemessungsgrundlage verlangt nach DIN EN ISO 5817 [66] zu bestimmen* ist und im Anschluss daran durch einen Abgleich *der geringere und damit maßgebende Kerbfall für den Nachweis nach dem Nennspannungskonzept zu verwenden* ist. Die im Rahmen dieser Arbeit näher untersuchten *nicht durchgeschweißten Stumpfnähte* (vgl. Abb. 4.3 (a)) sind nach [66] generell nicht zulässig, sodass dieses Vorgehen für diesen Fall nicht umsetzbar ist. Auch scheint der Kerbfall 40 für Wurzelversagen nicht den Kerbfall für die Testserie 103 (ebenfalls Wurzelversagen, siehe Kap. 5) abzubilden. Die Kopplung zwischen Qualitätsstufen und Kerbfall sollte somit eher kritisch hinterfragt werden.

Im Folgenden sollen zwei unterschiedliche Schweißnahtunregelmäßigkeiten betrachtet werden, die für diese Arbeit von Bedeutung sind und im Zuge dessen experimentell und numerisch un-

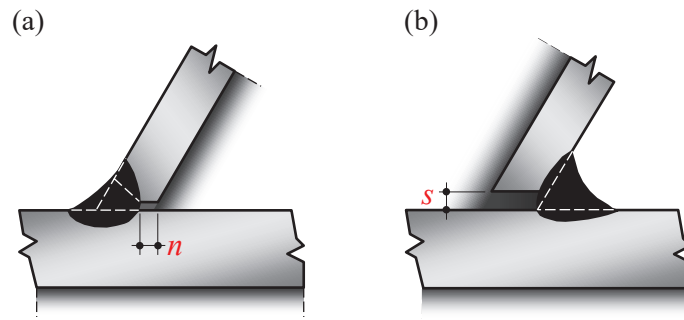


Abb. 4.3: Betrachtete Schweißnahtunregelmäßigkeiten: (a) Ungenügende Durchschweißung und (b) Schlechte Passung bei Kehlnähten

tersucht wurden. Eine Darstellung der betrachteten Unregelmäßigkeiten kann hierzu der Abb. 4.3 entnommen werden.

Ungenügende Durchschweißung. Die erste betrachtete Schweißnahtunregelmäßigkeit sind *Ungenügende Durchschweißungen*, die sich potentiell aus der nur einseitigen Schweißung von Rundhohlprofilknoten im Inneren der Knoten ergeben können (siehe Parameter n in Abb. 4.3 (a)). In DIN EN ISO 5817 ist dieser Typ mit der Nummer 2.13 definiert und unter den inneren Unregelmäßigkeiten gelistet. Für die Bewertungsgruppe B (maßgebend für ermüdungsbeanspruchte Konstruktionen) sind ungenügende Durchschweißungen unabhängig von der Schweißnahtform *unzulässig*, siehe [66, S. 21]. Im Anschluss an die experimentellen Untersuchungen in [131] konnten an den aufgetrennten Prüfkörpern jedoch in vielen Fällen ungenügende Durchschweißungen detektiert werden (vgl. [131, Abb. 5.27]). Teilweise auch mit Werten, die sogar die Grenzwerte für die Bewertungsgruppe D überschreiten (z. B. PK 1–3 und 17 nach [131, Abb. 5.27] und PK 22 [131, Tab. 5.5]). Bemerkenswerterweise war in allen Fällen kein Einfluss der Unregelmäßigkeit auf die Ermüdungsfestigkeit feststellbar. Um für die Ausführung von Rundhohlprofilknoten die strengen Anforderungen von DIN EN ISO 5817 zu entschärfen, um auch die Hürden bei der Ausführung von ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen aus Rundhohlprofilen zu minimieren, wurden mehrere Ermüdungsversuche an Prüfkörpern mit planmäßig vorgesehenen Reststegen (ungenügenden Durchschweißungen) an der Kronenspitze durchgeführt, siehe Kap. 5.

Schlechte Passung bei Kehlnähten. Als zweite Schweißnahtunregelmäßigkeit werden Wurzelspalte oder *schlechte Passungen bei Kehlnähten* betrachtet (Nummer 3.2 der Unregelmäßigkeiten der Nahtgeometrie in [66]). Diese ergeben sich bei Rundhohlprofilknoten vor allem dadurch, dass man bei der Definition der komplexen Verschneidungsgeometrien und Verschneidungskurven im Zuschnitt der Streben von ideal runden Gurthohlprofilen ausgeht, siehe Parameter s in Abb. 4.3 (b). Dies ist jedoch nur selten der Fall, sodass es zu einem nicht richtigen Aufsitzen der Streben auf den Gurten kommen kann. Grenzwerte und Toleranzen für die Unrundheit von Hohlprofilen sind hierzu in DIN EN 10210-2 [49] definiert. DIN EN ISO 5817 gibt für die Bewertungsgruppe B einen maximalen Grenzwert von 2 mm an. DIN EN 1090-2 [50, Anhang E] gibt für diese Unregelmäßigkeit bei Hohlprofilknoten ebenfalls einen Maximalwert von 2 mm vor. Ermüdungstechnisch ist dieser Typ der Schweißnahtunregelmäßigkeit nicht im Anhang C der [66] geregelt. In HOBACHER & KASSNER [112, Table 1] ist hierzu angemerkt, dass kein Einfluss dieses Typs auf die Ermüdungsfestigkeit vorhanden ist. Daraus ist zu schließen, dass die angegebenen Grenzwerte nur zur Sicherstellung der Schweißungen dienen und das Verlaufen des Schweißgutes li-

mitieren. Ob schlechte Passungen tatsächlich keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit von Rundhohlprofilknoten besitzen, wurde mit Hilfe mehrerer Ermüdungsversuche untersucht, siehe Kap. 5.

Zusammenfassend erscheint es trotz allem unklar, ob nun solche Schweißnahtunregelmäßigkeiten bei der Ermüdungsbemessung explizit zu berücksichtigen sind oder nicht. Die Prüfkörper der Ermüdungsversuche, auf denen die in den Regelwerken hinterlegten Kerbfälle basieren, repräsentieren i. d. R. eine große Schar an Fertigern und decken damit eine gewisse Fertigungsstreuung sowie Schweißnahtqualität ab. Eine Dokumentation der Schweißnahtqualitäten ist jedoch nur in den seltensten Fällen in der Literatur angegeben. Eine Berücksichtigung der Qualitäten bei der Ermüdungsbemessung oder sogar eine Abminderung der Ermüdungsfestigkeit basierend auf den Schweißnahtqualitäten nach [112] oder [66] ist somit zu hinterfragen. FARAJIAN ET AL. [86, S. 12] stellen zudem fest, dass die vorgegebenen Kerbfälle in Abhängigkeit der Qualität eher als konservativ einzuschätzen sind. Auch sind nach [86] die Grenzwerte der Schweißnahtunregelmäßigkeiten nicht auf die Ermüdungsfestigkeiten „[...] hochbeanspruchbarer Schweißverbindungen (Stumpfnähte und längs belastete Kehlnähte) abgestimmt“ [86, S. 12]. Die Vorgabe der Kerbfälle in Beziehung zur Qualitätsstufe ist vermutlich auch deshalb bisher nur informativ in den Regelwerken enthalten. Im Rahmen dieser Arbeit wird zuerst der Einfluss einer Schweißnahtunregelmäßigkeit auf die Ermüdungsfestigkeit quantifiziert. Anschließend wird eine Entscheidung getroffen, ob und wenn ja, bis zu welcher Höhe eine solche Unregelmäßigkeit toleriert werden kann. Ein solches Vorgehen wurde beispielsweise für Poren, Porennester und Einschlüsse bereits in [86] umgesetzt.

4.2 Bewertung des Ermüdungsverhaltens von Schweißnahtwurzelpunkten

4.2.1 Überblick

Nach JONSSON ET AL. [118] kann ein von der Nahtwurzel ausgehendes Ermüdungsversagen eventuell auf eine ungeeignete Detailgestaltung oder eine nicht angemessene Schweißanweisung zurückgeführt werden. Ist eine nicht durchgeschweißte Stumpfnah planmäßig vorgesehen, sollte der Reststeg dann als große Unregelmäßigkeit betrachtet werden, die mit zunehmender Größe die Lebensdauer reduziert. Nach FRICKE [89] wird die Entscheidung, ob sich der Ermüdungsriss an den Nahtübergängen oder an den Nahtwurzelpunkten ausbildet, vorrangig vom Verhältnis von Nahtdicke a (einschließlich Einbrand) zu Blechdicke t dominiert. Belastungsart, Nahtgeometrie und Schweißnahtunregelmäßigkeiten besitzen aber ebenfalls einen Einfluss [89, S. 753]. Die Ermüdungsbemessung erweist sich damit als stark abhängig von der Einbrandtiefe. Dies zeigt sich beispielsweise auch am Kerbdetail 13 in Tabelle 8.3 von DIN EN 1993-1-9 [58]. Kann in diesem Fall durch Methoden der ZfP sichergestellt werden, dass die einseitig geschweißte Stumpfnah auch tatsächlich durchgeschweißte ist, darf der Kerbfall 71 angesetzt werden. Andernfalls ist von einem Reststeg auszugehen, der schließlich in einem Kerbfall 36 resultiert. Generell weisen Nahtwurzelpunkte aufgrund der höheren Kerbschärfe eine geringere Ermüdungsfestigkeit auf als Schweißnahtübergänge.

Ein Wurzelversagen ist im Vergleich zu einem Nahtübergangsversagen in der Regel als kriti-

scher zu bewerten, da die Ermüdungsrisse erst dann zuverlässig detektiert werden können, wenn sie bereits durch die Schweißnaht hindurch gewachsen sind, siehe Abb. 4.4. Es besteht dann die Gefahr, dass im unentdeckten Zustand die Länge des Wurzelrisses während des Wachstums soweit zunimmt, dass schon eine komplette und plötzliche Trennung des angeschweißten Bauteils eintritt, wenn der Ermüdungsriß gerade erst die Naht durchdrungen hat (Restbruch). Das Vorhandensein von Schweißnahtunregelmäßigkeiten kann gegebenenfalls die Ausbildung eines Wurzelrisses begünstigen (s. Abb. 4.4).

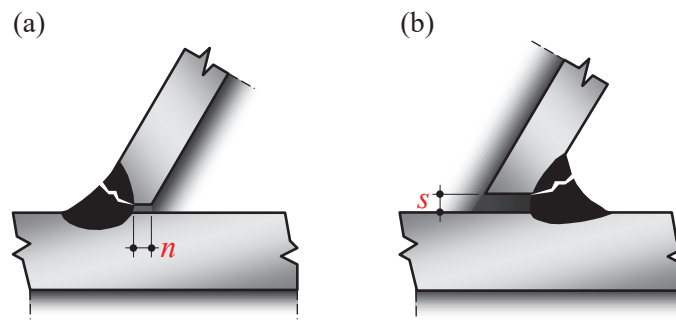


Abb. 4.4: Wurzelversagen: Risswachstum (a) an der Kronenspitze und (b) an der Kronenferse

4.2.2 Ermüdungsverhalten der Schweißnahtwurzeln in Hohlprofilkonstruktionen

Fachwerkknoten in Straßenbrücken aus Rundhohlprofilen können geometriebedingt nur mittels einseitiger Schweißnähte ausgeführt werden. Nach [89] weist diese Nahtform genau genommen eine geringere Ermüdungsfestigkeit auf als beidseitige Schweißnähte, da sie im Regelfall einer zusätzlichen Biegung aus dem exzentrischen Anschluss unterliegt. Ein erhöhtes Risiko eines Wurzelversagens ist die Folge. Dies konnte auch an Kleinversuchen im Rahmen von [131] bestätigt werden. Bei Fachwerkknoten aus Rundhohlprofilen tritt die Ausbildung eines Wurzelversagens jedoch im seltensten Fall auf. Für diesen Sachverhalt gibt es mehrere Erklärungsansätze, die im Folgenden vorgestellt werden.

Nach FRICKE [89] besitzen auf Gurten aufgeschweißte Hohlprofile eine der lokalen Nahtbiegung entgegengerichtete versteifende Wirkung. Dies wird dabei auf das umgebende Hohlprofil zurückgeführt, das eine lokale Biegung in der Schweißnaht behindert und dadurch einem Wurzelversagen entgegenwirkt.

Eine weitere Ursache könnte die Verteilung der Eigenspannungen sein. BARSOUM [8] konnte über Eigenspannungsmessungen und numerische Untersuchungen an validierten FE-Modellen feststellen, dass bei Kopfplattenanschlüssen von Rundhohlprofilen unabhängig von der Nahtform Druckeigenspannungen an den Schweißnahtwurzeln auftreten. Zusätzlich waren bei zunehmenden Einbrandtiefen höhere Druckeigenspannungen zu beobachten. Geringere Beanspruchungen der Schweißnahtwurzeln könnten darauf aufbauend auch bei K-Knoten aus Rundhohlprofilen vorliegen.

Eine dritte mögliche Erklärung unter Betrachtung reiner Gurtbeanspruchung wird in KUHLMANN ET AL. [131, S.252] gegeben. Die geringeren Beanspruchungen der Schweißnahtwurzeln bei Rundhohlprofilknoten werden hier auf eine „Brückenwirkung der aufgeschweißten Streben“ zu-

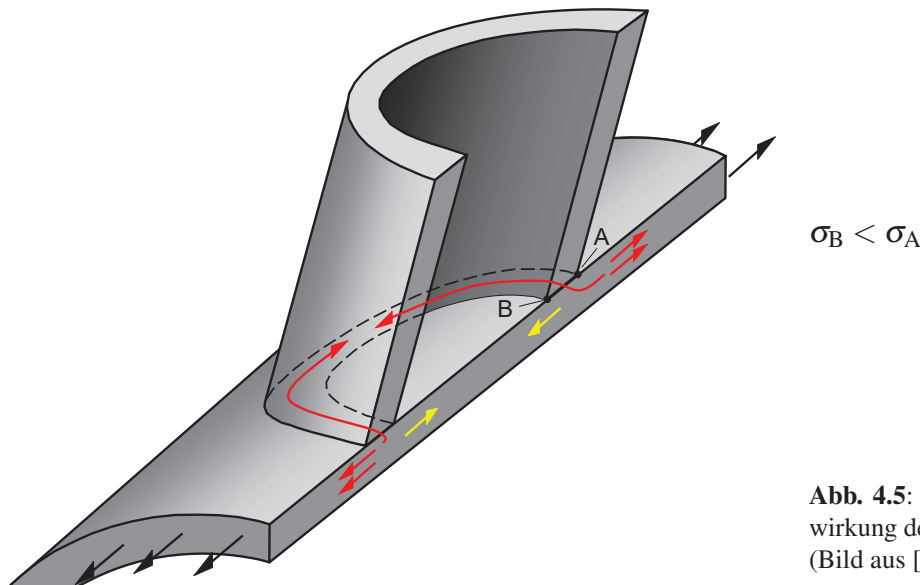


Abb. 4.5: Wurzelversagen: Brückenwirkung der aufgeschweißten Streben (Bild aus [131, Abb. 12.3])

rückgeführt, vgl. Abb. 4.5. Die Spannungen, die im Gurtprofil wirken, werden über die Schweißnaht an der Kronenspitze sowie -ferse (Punkt A in Abb. 4.5) zu einem gewissen Teil in die Strebenwandung umgeleitet. Der Spannungsanteil, der weiterhin im Gurt verbleibt, wird damit reduziert und verringert die Beanspruchung an der Nahtwurzel (Punkt B in Abb. 4.5).

Welche der oben gegebenen Ursachen tatsächlich für das im Regelfall an den Nahtübergängen auftretende Ermüdungsversagen verantwortlich ist, ist somit nicht gänzlich geklärt. Auch können Kombinationen oder sogar alle drei Hypothesen gleichzeitig verantwortlich sein. In jedem Fall wird aber aufgrund der geringeren Beanspruchungen die geringere Ermüdungsfestigkeit der Nahtwurzeln „[...] ausgeglichen oder sogar überkompensiert [...]“ [131].

4.2.3 Einflüsse einer Schweißnahtnachbehandlung

In Fällen, in denen die Schweißnahtübergänge mittels Nachbehandlungsmethoden entschärft werden, wie z. B. mit höherfrequenten Hämmerverfahren, besteht neben einer Verlängerung der Lebensdauer die Möglichkeit einer Verschiebung des Versagensortes hin zu den Schweißnahtwurzelpunkten. Ein solches Versagen konnte zum Beispiel in zwei von 16 Versuchen an nachbehandelten K-Knoten aus [131] beobachtet werden. Ein Nahtwurzelversagen, das erst nach einem Wanddurchriss erfolgreich entdeckt werden kann, ist jedoch als kritisch einzustufen, weshalb die Akzeptanz der Baubehörden gegenüber einer Schweißnahtnachbehandlung von geschweißten K-Knoten eher gering ist. Deshalb wird im Rahmen dieser Arbeit nicht näher auf Schweißnahtnachbehandlungsmethoden eingegangen.

4.2.4 Ermüdungsbemessung von Nahtwurzelpunkten

Eine Ermüdungsbemessung der Schweißnahtwurzeln kann unter Verwendung mehrerer Konzepte durchgeführt werden, wobei je nach Konstruktionsdetail, das anfällig für ein Wurzelversagen ist, unterschieden werden muss. Dadurch, dass geschweißte K-Knoten aus Rundhohlprofilen im

Regelfall ein gutartiges Versagen, ausgehend von den Schweißnahtübergängen aufweisen, sollen nur die Möglichkeiten und Grenzen der Ermüdungsbemessung mit dem Nennspannungs-, Strukturspannungs- und Kerbspannungskonzept aufgezeigt werden. Auf die Methoden der Bruchmechanik wird hierbei nicht näher eingegangen, da sie bei Rundhohlprofilknoten mit Wurzelversagen trotz allem eine sehr umfangreiche FE-Analyse mit fein vernetztem FE-Modell erfordert [90, S. 2].

Auf Nennspannungsniveau kann ein Nachweis mit den tabellierten Kerbfällen aus DIN EN 1993-1-9 [58] geführt werden, die ein mögliches Wurzelversagen direkt berücksichtigen (siehe auch Erläuterungen in Abs. 4.2.1 oder Abs. 2.1.2). Für K-Knoten aus Rundhohlprofilen wird in [58] ein Wurzelversagen sinngemäß jedoch nicht berücksichtigt (s. Abs. 4.2.2). Wäre ein Wurzelversagen nachzuweisen, wären üblicherweise die im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen geringeren Beanspruchungen der Nahtwurzeln bei der Bemessung zu vernachlässigen. Auch wäre bei Anwendung des Nennspannungskonzepts und im Falle eines möglichen Wurzelversagens ein Ermüdungsnachweis in der Naht mit den Spannungen im Nahtquerschnitt unter Vernachlässigung der Nahtüberhöhungen zu führen, wie es z. B. für die Details 3 oder 8 in Tabelle 8.5 des EC3, Teil 1-9 [58] vorgegeben ist. Bei Rundhohlprofilen gestaltet sich die Bestimmung der Spannungen in der Naht jedoch als schwierig, da die Nahtlänge infolge der räumlichen Verschneidungskurve nur mühsam berechnet werden kann. Eine Ausführung mit Variation der Schweißnahtform über den Umfang der Streben-Gurt-Verbindung erschwert die Bestimmung zusätzlich, da zumal bei Kehlnähten einzelne Spannungskomponenten, wie z. B. σ_{\perp} und τ_{\perp} zu berücksichtigen wären. Eine weitere Schwierigkeit stellt die multiaxiale Beanspruchung der Schweißnähte dar, die sich zwangsläufig bei geneigten Streben aber auch infolge des komplexen, räumlichen Schweißnahtverlaufs ergibt. Dies verdeutlicht, dass ein Nachweis auf Nennspannungsniveau auch in Fällen, in denen die Nahtwurzeln maßgebend wären, nicht ohne weiteres möglich ist.

Bei der Anwendung des Strukturspannungskonzepts wäre eine Extrapolation wie in den Abschnitten 2.1.3 oder 2.3.3 beschrieben nur noch dann möglich, wenn der Ermüdungsriss in das Grundmaterial wandert. Die Schweißnahtwurzel wirkt dann wie ein besonders steiler Schweißnahtübergang [131, S. 254]. In Rahmen eines Forschungsvorhabens der SLV Halle [125] wurde eine Möglichkeit untersucht, die Ermüdungsfestigkeit an der Schweißnahtwurzel $\Delta\sigma_{C,HS,Wurzel}$ auf Strukturspannungsniveau über die Ermüdungsfestigkeit der Schweißnahtübergänge abzuschätzen ($\Delta\sigma_{C,HS,\text{Übergang}}$). Die Anwendbarkeit dieses Konzeptes wird in Kap. 6 diskutiert.

Andere Möglichkeiten, um Strukturspannungen an den Nahtwurzelpunkten zu bestimmen, sind z. B. in [89, 90] gegeben, die die Anwendung jedoch auf Kehlnähte mit Biegung über die Nahtdicke begrenzen. Einen weiteren Ansatz liefern XIAO & YAMADA [211], die als Strukturspannung die Spannung in einem Abstand von 1 mm zur Nahtwurzelspitze bzw. zur Spitze des Rissausgangspunktes definieren. Eine Anwendbarkeit dieser Methode bezogen auf K-Knoten aus Rundhohlprofilen wird ebenfalls in Kap. 6 diskutiert.

Eine weitere Möglichkeit, Schweißnahtwurzeln zu bemessen, bietet das Kerbspannungskonzept, dessen Grundsätze in Abschnitt 2.1.4 beschrieben sind. Wie bereits erläutert, sind die Hauptspannungen an den ausgerundeten Nahtwurzeln zu evaluieren. Jedoch muss in diesem Fall die Geometrie der Schweißnahtwurzel bzw. des Reststeges an der Nahtwurzel bekannt sein, die anschließend extrem fein vernetzt werden muss.

4.2.5 Empfehlungen in Regelwerken

Im aktuellen Eurocode [58] findet auf Grundlage von Strukturspannungen bisher keine explizite Berücksichtigung von Schweißnahtwurzeln statt, während einige Kerbdetails für den Nachweis auf Grundlage des Nennspannungskonzeptes ein mögliches Wurzelversagen direkt einbeziehen.

In den Empfehlungen von API [4, S. 213], die sich insbesondere auf die Untersuchungen von MARSHALL [148] und auf [6] sowie [163] stützen, wird von einem erhöhten Risiko für ein Schweißnahtversagen bzw. für eine Rissinitiierung an den Schweißnahtwurzelpunkten gesprochen, wenn die Spannungskonzentrationsfaktoren an den Nahtwurzeln größere Werte als 70% der SCF-Werte der äußeren Schweißnahtübergänge annehmen. D.h. wenn $SCF_{\text{Wurzel}} > 0,7 \cdot SCF_{\text{Übergang}}$ gilt, dann kann sich infolge der geringeren Ermüdungsfestigkeit der Schweißnahtwurzeln das Versagen in das Knoteninnere verschieben. In [148] wird dementsprechend die Ermüdungsfestigkeit der Nahtwurzelpunkte auf nur 70% der Ermüdungsfestigkeit der Schweißnahtübergänge eingestuft.

Auch DNV gibt in [69, S. 132] Empfehlungen zur Ermüdungsbemessung von Schweißnahtwurzelpunkten in geschweißten Hohlprofilknoten. Es werden zwei Verfahren genannt. Zum einen ist auf Nennspannungsniveau der Kerbfall F3 (entspricht dem Kerbfall 56 aus [58]) anzusetzen und eine Wanddickenabhängigkeit für $t_{\text{ref}} = 32 \text{ mm}$ und $B = 0,25$ nach Gl. (4.1) zu berücksichtigen. Wie ersichtlich wird, ähnelt Gl. (4.1) Gl. (2.7).

$$\begin{aligned} \log \Delta \sigma_{C,\text{root}} &= \frac{1}{m} (A - \log N) + B \cdot \log \left(\frac{t_{\text{ref}}}{t} \right) \\ &= \frac{1}{3} \left(\underbrace{11,546 - \log R}_{=A} - \log 2\,000\,000 \right) + 0,25 \cdot \log \left(\frac{32}{t} \right) \end{aligned} \quad (4.1)$$

Hierbei stellt R einen Reduktionsfaktor für die Lebensdauer dar, der einen Wurzelfehler mit 5 mm Größe berücksichtigt und der auf Grundlage der Bruchmechanik zu ermitteln ist. Der Nachweis ist dann mit der reduzierten Ermüdungsfestigkeit und der Nennspannungsschwingbreite an der Wurzel zu führen, die mit einer FE-Analyse bestimmt wurde. Genauere Informationen zum FE-Modell werden hierbei keine gegeben.

Als zweites Verfahren wird eine vereinfachte Bemessungsmethode vorgeschlagen. Dabei ist der SCF-Wert des Schweißnahtübergangs zu berechnen und über Gl. (4.2) der SCF-Wert an der Schweißnahtwurzel abzuschätzen. Damit wird in einem weiteren Schritt aus $\Delta \sigma_{\text{nom}}$ die Strukturspannung an der Wurzel bestimmt.

$$SCF_{\text{Wurzel}} = SCF_{\text{Übergang,Strebe}} - 2,0 \quad (4.2)$$

Der Nachweis ist dann jedoch mit dem Kerbfall W3 (entspricht dem Kerbfall 36 aus [58]) zu führen. Damit handelt es sich hierbei um eine Mischung aus Nenn- und Strukturspannungskonzept.

Da der SCF-Wert des Schweißnahtübergangs zur Strebe in der Regel größer ist als der SCF-Wert an der Schweißnahtwurzel, wurde dieser für die Auswertung der Ermüdungsversuche in Kap. 5 verwendet und für den Einsatz in einem vereinfachten Bemessungsverfahren in Kap. 6 näher betrachtet.

Es ist ergänzend darauf hinzuweisen, dass beide Regelwerke (API und DNV) auf den SCF-Bestimmungsgleichungen von EFTHYMIU [80] basieren und somit zum einen nur für relativ dünnwandige Hohlprofilknoten und zum anderen nur für Strebenbelastung validiert worden sind. Die Anwendung von Gl. (4.2) für relativ dickwandige Hohlprofilknoten wird in [131] deshalb auch kritisch hinterfragt.

Weitere in [89] bzw. vom IIW gegebene Empfehlungen zur Ermüdungsbemessung von Schweißnahtwurzeln wurden bereits in 4.2.4 vorgestellt.

4.3 Schweißnahtprofilierung

Vorgestellt werden in diesem Abschnitt nur die Untersuchungen und Beobachtungen die die Ausbildung der lokalen Schweißnahtgeometrie, d.h. der Schweißnahtübergänge betreffen. Zur Ausführung der globalen Schweißnahtgeometrie sind in den meisten Regelwerken Empfehlungen für Mindestabmessungen gegeben. Zu nennen sind u.a. die Empfehlungen in DIN EN 1993-1-8 [57, Abs. 7.3], die jedoch nur Hinweise zur Tragfähigkeit geben und für die Details auf DIN EN 1090-2 [50, Anhang E] verweist. Empfehlungen geben auch CIDECT [216, Abs. 6.1.2], DUTTA [74, S. 132], [77, S. 30f] oder die AWS [5, Fig. 3.8f], in denen detaillierte Angaben für die Ausführung in Abhängigkeit der Strebenwanddicke gemacht werden.

Für die Ausführung der lokalen Schweißnahtgeometrie werden nur wenige Empfehlungen gegeben, obwohl wie in [131, S. 30] bereits erläutert wurde, die Ermüdungsfestigkeit durch die Ausführung der Schweißnahtübergänge bei gleichbleibender Schweißnahtgröße und gleichbleibendem Nahtanstiegswinkel erheblich beeinflusst werden kann. Ursächlich dafür ist die nur begrenzte Anzahl an bisher durchgeführten Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Hohlprofilknoten mit Schweißnahtprofilierung mittels Schweißgutmodellierung [4, C5.5.3]. Durch einen größeren Ausrundungsradius können geringere Strukturspannungen erreicht werden. Der Schweißnahtübergang wird dadurch in einen geringer beanspruchten Bereich „verschoben“, siehe auch [27, Abs. 3.3]. Abb. 4.6 zeigt hierzu eine Schweißnaht (Flachnaht in Teilbild (a)), die durch eine Schweißnahtprofilierung gezielt modifiziert und deren Ausrundungsradius gezielt vergrößert wurde, Abb. 4.6 (b). Es lässt sich eine geringere einwirkende Strukturspannung erkennen, trotz der nahezu gleich großen Schweißnahtdicken.

Bestätigt wird diese Theorie z. B. von MARSHALL [147, S. 159] oder durch die Untersuchungen von DE BACK & VAESSEN [28], in denen die Schweißnähte an T-Stummeln und an T-

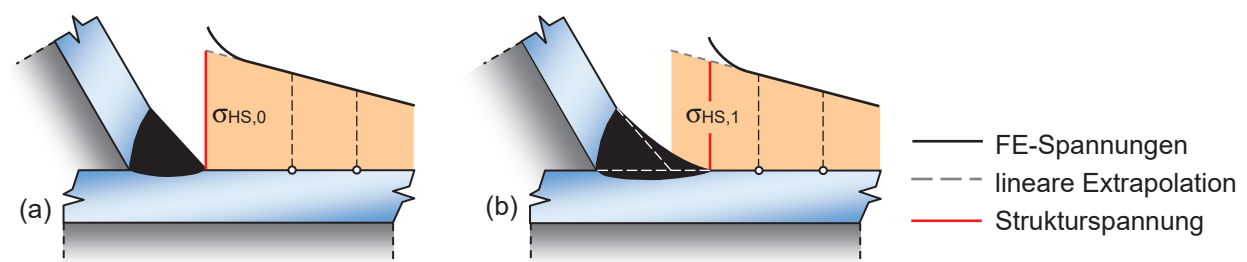


Abb. 4.6: Einfluss des Schweißnahtfußes: (a) angenommene Mindestabmessung bei der SCF Ermittlung, (b) verbessertes Schweißnahtprofil, Bild entnommen aus [131, Abb. 2.12]

förmigen Hohlprofilknoten betrachtet wurden. Zusammenfassend wird darin erläutert, dass sich die Lebensdauer durch eine verbesserte Schweißnahtgeometrie, d.h. durch eine Vergrößerung der Ausrundungsradien bzw. durch eine Nahtprofilierung (entweder durch Beschleifen oder durch Schweißgutmodellierung) erhöhen kann, wenn sich durch das verbesserte Nahtprofil der Schweißnahtübergang in ein Spannungsfeld geringerer Höhe verlagert. Die Änderung des Nahtanstiegswinkels besitzt dabei eher einen geringen Einfluss [28, S. 1.22], [27, S. 208]. Es ist deshalb besonders wichtig herauszustellen, dass der Nahtanstiegswinkel und die Form der Schweißnahtübergänge als getrennte Parameter zu betrachten und klar voneinander zu trennen sind. MADDOX ergänzt in [142] außerdem, dass die Art der Schweißnahtoberfläche (z. B. Riefen zwischen den einzelnen Schweißraupen) von untergeordneter Bedeutung ist.

Auch BARSOU & JONSSON [9] untersuchten den Einfluss einer Änderung der lokalen Schweißnahtgeometrie auf das Ermüdungsverhalten der Schweißnähte an Kreuzstößen ebener Bleche. Dabei wurde durch einen Wechsel der Schweißpositionen (Wechsel zwischen den Schweißpositionen PB und PA) und damit durch eine Änderung der Wirkungsrichtung der Gewichtskraft eine Verbesserung der Geometrie bzw. eine Vergrößerung der Kerbradien der Schweißnahtübergänge in Beanspruchungsrichtung erzielt. Dies resultierte in einer Steigerung der Lebensdauern und der Ermüdungsfestigkeit.

Während die Regelungen in API, Abschnitt 5.5.3 [4] explizit die Möglichkeit eröffnen, durch eine planmäßige Schweißnahtprofilierung die Ermüdungsfestigkeit von Knoten aus Rundhohlprofilen zu steigern, stuft DNV in Abschnitt 7.2 [69] eine Nahtprofilierung durch Schweißgutmodellierung als nicht wirkungsvoll ein. Der Einfluss einer Umsetzung geringerer Schweißnahtvolumina wird deshalb mit Hilfe mehrerer Ermüdungsversuche in Kap. 5 quantifiziert.

4.4 Zusammenfassung

In diesem Kapitel konnte gezeigt werden, dass der Umfang an bisher durchgeführten Untersuchungen zu Schweißnahtunregelmäßigkeiten in Hohlprofilknoten begrenzt ist. Auch fanden bisher keine entsprechenden Untersuchungen an K-Knoten mit dickwandigen Gurten statt. Es hat sich außerdem gezeigt, dass die Korrelation der tatsächlichen und der auf den Bewertungsgruppen aufbauenden Ermüdungsfestigkeiten, die die Schweißnahtgeometrie betreffen, vor allem für Hohlprofilknoten zu hinterfragen ist. Dies gilt auch für die teilweise sehr strengen Anforderungen in DIN EN ISO 5817 an die Ausführung von Stumpfnähten an Hohlprofilknoten. Einflüsse aus zwei ausgewählten Schweißnahtunregelmäßigkeiten auf die Ermüdung von K-Knoten aus Rundhohlprofilen werden deshalb mithilfe von Ermüdungsversuchen in Kap. 5 quantifiziert.

Zur Bewertung des Ermüdungsverhaltens von Schweißnahtwurzelpunkten wurde in diesem Kapitel der Kenntnisstand aufbereitet. Hierbei konnten einige vielversprechende Bemessungsansätze und auch Empfehlungen aus Regelwerken betrachtet werden. Für einen schnellen und praxisgerechten Einsatz sind diese jedoch eher als zu umfangreich einzustufen. Aufgrund dessen wird in Kap. 6 ein vereinfachtes Bemessungskonzept vorgestellt, das einen schnellen und vergleichsweise einfachen Nachweis von Schweißnahtwurzelpunkten in K-Knoten aus Rundhohlprofilen ermöglicht.

Experimentelle Untersuchungen an K-Knoten mit Schweißnahtunregelmäßigkeiten und Nahtvariationen

5.1 Einführung

Dieses Kapitel widmet sich den Ermüdungsversuchen an K-Knoten mit planmäßig eingebrachten Schweißnahtunregelmäßigkeiten oder auch variierten Schweißnahtausführungen, die im Rahmen des Forschungsvorhabens FOSTA P1163 vom Autor dieser Arbeit durchgeführt wurden. In den folgenden Abschnitten werden die wesentlichen Ergebnisse und Besonderheiten der Versuche zusammengefasst.

Durchgeführt wurden die Versuche an der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart. Das Versuchsprogramm umfasste dabei 27 Ermüdungsversuche an einzelnen K-Knoten, die sich auf sechs Testserien aufteilten. Untersucht wurden damit sechs Schweißnahtparameter, die in Tab. 5.1 beschrieben sind. Die Größen der untersuchten Schweißnahtunregelmäßigkeiten wurden dabei auf Grundlage numerischer Voruntersuchungen in [129, Kap. 4] festgelegt.

5.2 Prüfkörperplanung und -fertigung

5.2.1 Prüfkörperplanung

Bei der Planung der Prüfkörper wurden vor allem die Entwurfs- und Konstruktionsempfehlungen herangezogen, die in [131] erarbeitet werden konnten. Das bedeutet:

- es wurden K-Knoten mit Spalt zwischen den Streben betrachtet,
- die Schweißnähte wurden nicht nachbehandelt,
- und bei der Wahl des Mindest-Spaltmaßes g_L (vgl. Abb. 5.2) wurde die Richtzeichnung in [131, Abb. 4.3] zugrunde gelegt, d.h.

$$g_{L,\min} \leq g_L \leq 2 \cdot g_{L,\min}. \quad (5.1)$$

Für $g_{L,\min}$ gilt hierbei:

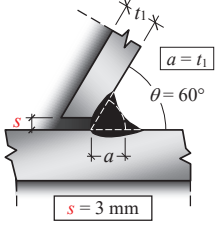
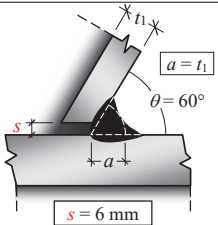
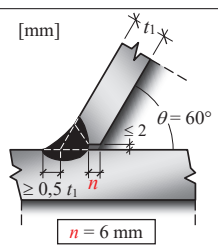
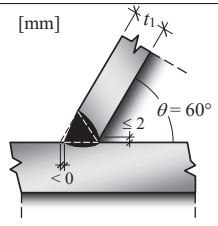
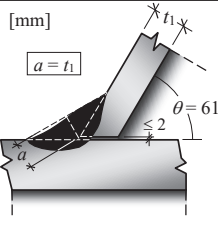
$$g_{L,\min} \geq 2 \cdot L_{r,\max} + 2 \cdot w_{\text{Gurt}}, \text{ mit}$$

$$L_{r,\max} = 0,40 \cdot \sqrt[4]{0,25 \cdot d_0 \cdot t_0 \cdot d_1 \cdot t_1}.$$

- Weiterhin wurde die Schweißnaht zwischen Gurt und Strebe an der Kronenspitze als Stumpfnaht ausgeführt, die in eine Kehlnaht an der Kronenferse übergeht.

5.2 Prüfkörperplanung und -fertigung

Tab. 5.1: Übersicht der Testserien, siehe auch [129]

Testserie	Parameter und Anzahl Versuche	Darstellung	Zweck
100	Referenztestserie 3 Versuche	keine planmäßig eingebrachten Schweißnahtunregelmäßigkeiten	Zum direkten Vergleich der erreichten Schwingspielzahlen mit den in [131] erzielten Versuchsergebnissen.
101	3 mm Wurzelspalt an der Kronenferse 6 Versuche		Zur Untersuchung des Einflusses von Schweißnahtunregelmäßigkeiten an der Kronenferse auf die Ermüdungsfestigkeit geschweißter K-Knoten aus Rundhohlprofilen.
102	6 mm Wurzelspalt an der Kronenferse 6 Versuche		
103	Reststeg an der Kronenspitze bzw. Maß der Nicht-Durchschweißung 6 Versuche		Zur Untersuchung des Einflusses von Schweißnahtunregelmäßigkeiten an der Kronenspitze auf die Ermüdungsfestigkeit geschweißter K-Knoten aus Rundhohlprofilen.
200	Reduziertes Schweißnahtvolumen 3 Versuche		Zur Untersuchung des Einflusses eines reduzierten Schweißnahtvolumens an der Kronenferse auf die Ermüdungsfestigkeit geschweißter K-Knoten aus Rundhohlprofilen.
201	Umlaufende Kehlnaht 3 Versuche		Um die Bedingungen aus DIN EN 1993-1-9 [58] zu prüfen, die Kehlnähte nur bei Wanddicken $t_1 \leq 8$ mm erlaubt. Hier beträgt $t_1 = 12,5$ mm.

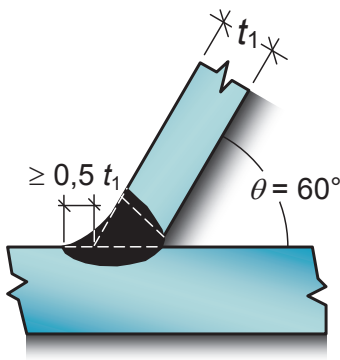


Abb. 5.1: Schweißdetail der Kronenspitze, entnommen aus [131, Tab. 5.2]

- Die Dicke der Stumpfnah an der Kronenspitze betrug $a = t_1$, wobei die Stumpfnah mit aufgelegter Kehlnah (Schenkellänge $\geq 0,5t_1$) als auslaufende Stumpfnah ausgeführt wurde. Abb. 5.1 zeigt hierzu beispielhaft das sich ergebende Soll-Nahtprofil. Für die Kehlnähte an den Kronenfersen wurden ebenfalls Dicken von $a = t_1$ vorgesehen.
- Die Länge des Übergangsbereichs zwischen Stumpf- und Kehlnah wurde zu $l_{\text{Übergang}} \geq 2 \cdot t_1$ gesetzt.
- Die Schweißnähte wurden MAG-geschweißt und mit Fülldrahtelektrode (136) sowie ohne Schweißbadsicherung hergestellt.
- Die Prüfkörper wurden liegend unter einmaligem Wenden geschweißt. Durch die hierdurch in Steigposition (PH) geschweißten kritischen Stellen der Kronenspitze und Kronenferse wurde der ungünstigere Fall abgedeckt.
- Für die Schweißkantenvorbereitung wurde ein Nahtöffnungswinkel von $\varepsilon = 45^\circ$ ausgewählt.

In den Knotenversuchen wurden ausschließlich Gurte mit den nominellen Abmessungen von $177,8 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$ getestet. Die Streben hatten dabei nominelle Durchmesser von $88,9 \text{ mm}$ und Wanddicken von $12,5 \text{ mm}$. Eine schematische Übersicht der Knotenabmessungen ist hierzu in Abb. 5.2 dargestellt. Damit ergab sich für die Prüfkörper die folgenden Knotenparameter und Strebenneigungswinkel:

$\theta = 60^\circ$ für Testserien 100 bis 200 und $\theta = 61^\circ$ für Testserie 201

$\gamma = 4,45$

$\beta = 0,5$

$\tau = 0,625$

Um auch für die Testserie 201 (umlaufende Kehlnähte) einen ausreichend großen Spalt g_L zwischen den Streben sicherzustellen, mussten in diesem Fall die Strebenwinkel auf 61° erhöht werden, siehe Abb. 5.2 (b). Die Nahtöffnungswinkel wurden dementsprechend zu $\varepsilon = 0^\circ$ gesetzt. Die Gurtlänge wurde einheitlich zu $3,15 \text{ m}$ und die Strebenlängen zu ca. $1,07 \text{ m}$ gewählt. Die Geometrien und Abmessungen der Prüfkörper (Durchmesser, Wanddicken und Spaltmaße g_L), einschließlich der Schweißnähte (Kerbradien r und Schweißnahtübergangswinkel α_1) und Schweißnahtunregelmäßigkeiten (s und n) sind in Anhang A zusammengestellt. Hierzu wurden

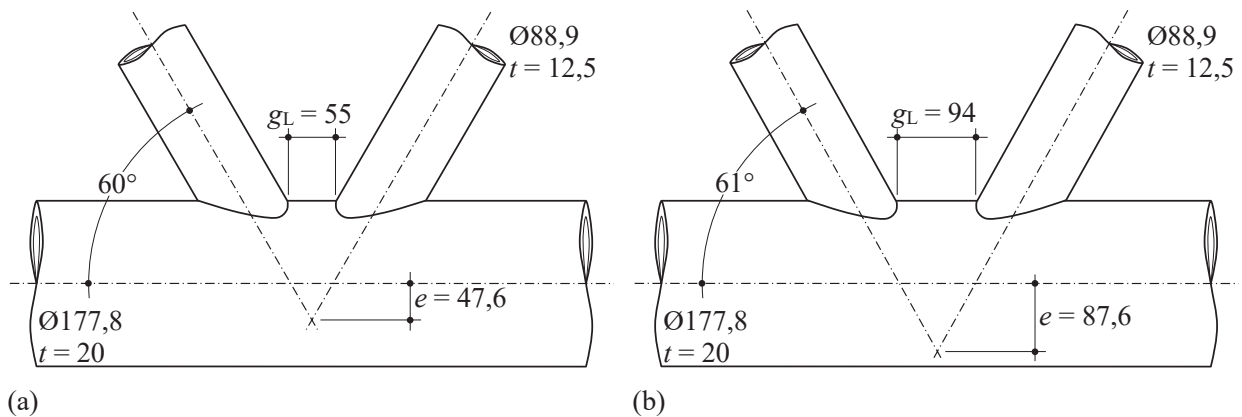


Abb. 5.2: Abmessungen der Prüfkörper für die Knotenversuche der Testserien (a) 100 bis 200 und (b) 201 (Abmessungen in [mm], Darstellung nicht maßstabsgetreu)

u.a. Makroschliffe (vgl. Abb. A.1 bis Abb. A.5 in Anhang A.1.1) der zersägten Prüfkörper nach den Ermüdungsversuchen herangezogen.

5.2.2 Prüfkörperfertigung

Für Gurt- und Strebenprofile wurden ausschließlich warmgefertigte Rundhohlprofile der Stahlgüte S355J2H nach DIN EN 10210-1 [48] verwendet. Vor dem Schweißen der Prüfkörper fand dann der Zuschnitt der Hohlprofile statt. Alle Hohlprofile wurden unter Berücksichtigung der Vorgaben zur Schweißkantenvorbereitung vor allem durch autogenes Brennschneiden zugeschnitten. Zum Vergleich wurden aber je Testserie ein bis zwei Prüfkörper mit gefrästen Schweißkanten zwischen Streben und Gurt umgesetzt (außer Testserie 103 und 201), vgl. auch Tab. 5.4. Die Anschlussstutzen, die zur Einspannung der Prüfkörper in die Prüfeinrichtung dienten, wurden dabei als Drehteile konzipiert und vorgefertigt. In Tab. 5.2 sind alle maßgebenden Details für die Schweißkantenvorbereitungen abgebildet.

Für die Testserien 101 und 102 wurde zur Berücksichtigung eines Wurzelspalts bzw. einer schlechten Passung bei den Kehlnähten die Höhe der Wurzelspalte ($s = 3$ mm für Testserie 101 und $s = 6$ mm für Testserie 102) direkt in der geometrischen Definition der Schweißkantenvorbereitung und des computergestützten Zuschnitts berücksichtigt, siehe auch Tab. 5.2. Die Ausführung der Schweißkantenvorbereitung für die Testserie 103 machte die Umsetzung eines Reststegs an den Schweißnahtwurzeln erforderlich, vgl. Tab. 5.1. Für eine Reproduzierbarkeit des Reststegs sowie eine klar definierte Größe des Reststegmaßes wurden für diese Testserie alle Prüfkörper mit gefrästen Schweißkantenvorbereitungen versehen.

Nach dem Zuschnitt wurden alle Streben- und Gurtprofile mit den vorgesehenen Anschlussstutzen verschweißt. Mit Hilfe einer Schablone konnten während der Schweißarbeiten die Strebenneigungen und Spaltmaße g_L der Prüfkörper sichergestellt und zusätzliche Ausmitten vermieden werden, s. Abb. 5.3 (a). Auch war die richtige Ausrichtung der Anschlussstutzen, deren Lochbild zur Prüfeinrichtung passen musste, einfach zu gewährleisten, s. Abb. 5.3 (b).

Im Anschluss daran wurden auf Basis der in [131, Anhang A] erarbeiteten Schweißanweisungen (WPS) der Konfiguration 2.A die Streben-Gurt-Verbindungen gefertigt. Für die Testserien 101

Tab. 5.2: Schweißkantenvorbereitung, Abmessungen in [mm], siehe auch [129]

Testserie	Kronenspitze	Sattel	Kronenferse
100 & 200			
2 Prüfkörper je Serie mit brenngeschnittener und 1 Prüfkörper je Serie mit gefräster Kantenvorbereitung			
101 & 102			
4 Prüfkörper je Serie mit brenngeschnittener und 2 Prüfkörper je Serie mit gefräster Kantenvorbereitung			
103			
Alle Prüfkörper mit gefräster Kantenvorbereitung			
201			
Alle Prüfkörper mit brenngeschnittener Kantenvorbereitung			



(a)



(b)

Abb. 5.3: Prüfkörperfertigung: (a) Schablone mit Prüfkörper, (b) Ausrichten der Streben vor dem Schweißen



(a)



(b)

Abb. 5.4: Prüfkörperfertigung: (a) Schweißen des K-Knotens, (b) fertiggestellte Schweißnaht

und 102 musste dabei zuerst über Aufbauschweißungen der Wurzelspalt an den Kronenfersen überschweißt werden. Zum Schluss wurden die Schweißnahtenden verschliffen und Schweißspitzer entfernt, siehe Abb. 5.4.

Nach den Ermüdungsversuchen wurden die Prüfkörper (ausgenommen Prüfkörper Nr. 10, der zu Demonstrationszwecken im Prüfgerüst der MPA belassen wurde) längs in zwei Hälften zersägt. Anschließend wurden die Abmessungen der Schweißnahtspuren und -profile sowie der Schweißnahtunregelmäßigkeiten dokumentiert. Die einzelnen gemessenen Werte und ihre Bewertung können hierzu dem Anhang A.1.2 entnommen werden. Aus den gemessenen Werten lässt sich zusammenfassen, dass zum einen die Ausführung der Prüfkörper die Vorgaben der Schweißanweisungen hinreichend gut traf und dass fertigungstypische Streuungen beobachtet werden konnten. Zum anderen ist zu erwähnen, dass die planmäßig vorgesehenen Schweißnahtunregelmäßigkeiten und Schweißnahtvariationen ausreichend genau umgesetzt wurden. Anhand der zersägten Prüfkörper der Testserien 101 und 102 konnte auch ein Verlaufen des Schweißgutes mit einer gleichzeitigen starken Ausbildung von Schweißnahtspritzern im Inneren des Hohlprofilknotens festgestellt werden. Ein Beispiel ist hierzu in Abb. 5.5 abgebildet. Hierbei fällt vor allem der kurze Übergangsbereich zwischen „0 mm Wurzelspalt“ im Sattelbereich und dem ca. „6 mm Wurzelspalt“ an der Kronenferse auf, an dem an den Prüfkörpern Nr. 10 und 12 die Rissbildung

initiiert wurde. Die unvermeidbare Entwicklung von Wurzelbindefehlern und Schweißnahtunregelmäßigkeiten infolge des Wurzelspalts wird deutlich.

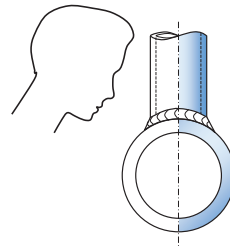


Abb. 5.5: Blick auf die Schweißnahtwurzel des Prüfkörpers Nr. 15

5.3 Versuchskonzept

In den durchgeführten Ermüdungsversuchen wurden die einzelnen K-Knoten ausschließlich unter dem Elementarlastfall *Strebennormalkraft* nach Abb. 2.7 betrachtet. Zur Abbildung der in einem Fachwerk vorliegenden Beanspruchungssituation erfuhr eine der Streben eine Druckkraft ($-F_1$) während die andere Strebe gleichzeitig durch eine betragsgleiche Zugkraft ($+F_1$) beansprucht wurde. Die Strebenneigungen führten außerdem zu horizontalen Kraftanteilen $F_1 \cdot \cos \theta$, die über kompensierende Normalkräfte N_c aus der Prüfeinrichtung ins Gleichgewicht gesetzt werden mussten. Für die Prüfkörper der Testserien 100 bis 200 traten zudem Exzentrizitäten in Höhe von $e = 0,27 \cdot d_0$ auf. Für die Testserie 201 wurde eine größere Exzentrizität in Höhe von $e = 0,49 \cdot d_0$ erforderlich. Das an den Auflagern auftretende kompensierende Gurtmoment M_c betrug somit $M_c = N_c \cdot e$. Mit Hilfe von versuchsbegleitenden Dehnungsmessungen konnte das Verformungsverhalten der Prüfkörper erfasst und Biegeanteile aufgezeichnet werden.

5.4 Versuchsdurchführung

Versuchseinrichtung. Für die Versuchsdurchführung wurde dieselbe Versuchseinrichtung der Materialprüfungsanstalt (MPA) der Universität Stuttgart genutzt, die auch schon im Forschungsvorhaben FOSTA P815 [131] und für die umfangreichen Untersuchungen von *Zirn* [218] in den 1970er Jahren Anwendung fand. Die Versuchseinrichtung ist vor allem für die Untersuchung von Großbauteilen mit multiaxialer Beanspruchung konzipiert und verfügt über drei unabhängig oder auch abhängig voneinander ansteuerbare Prüfzylinder. Ein Foto des Versuchsstands ist hierzu in Abb. 5.6 wiedergegeben.

Statische Vorversuche. Zur Aufzeichnung von Biegeanteilen in den Streben und Gurten und um einen Abbau von Eigenspannungen feststellen zu können, der sich durch eventuelle Flie-



Abb. 5.6: Versuchsstand der Materialprüfungsanstalt (MPA) der Universität Stuttgart zur Untersuchung von K-Knoten mit Strebennormalkraft

erscheinungen äußert, wurden die Prüfkörper noch vor den eigentlichen Ermüdungsversuchen quasistatisch und kraftgesteuert in drei Schritten ($1/3F_{\max}$, $2/3F_{\max}$, $3/3F_{\max}$) vorbelastet. F_{\max} war im Zuge dessen die Ober- und Unterlast, die in den zeitlich nachfolgenden Schwingversuchen aufgebracht wurde.

Ermüdungsversuche. Alle Prüfkörper wurden mit einem Spannungsverhältnis von $R = -1$, einer konstanten Spannungsamplitude σ_a und bei Frequenzen zwischen 0,5 und 2,0 Hz in Kraftregelung geprüft. Aufgrund der nur geringen Anzahl an Prüfkörpern, wurden in den Testserien mit je 6 Prüfkörpern (Testserien 101, 102 und 103) die Wöhlerlinien im Perlschnurverfahren abgefahren. In den Testserien mit jeweils nur drei Versuchen (Testserien 100, 200 und 201) wurde zum direkten Vergleich der Ergebnisse jeweils ein Versuch auf hohem, ein Versuch auf mittlerem und ein Versuch auf niedrigem Lastniveau gefahren. Die einzelnen Prüfkörper orientierten sich somit an den Oberlasten der Testserien mit je 6 Versuchen. Während der statischen Vorbelastung des Prüfkörpers Nr. 9 wurde jedoch die erste Laststufe mit zu hoher Geschwindigkeit und nur an einer Strebe angefahren. Das bedeutet, der Prüfkörper Nr. 9 erfuhr nur eine einseitige, unsymmetrische Belastung und wurde dadurch, aber auch infolge der überhöhten Maschinengeschwindigkeit (66 kN/s) vorgeschädigt. Dies wird vor allem anhand von Abb. 5.21 deutlich. Als Abbruchkriterium wurde in allen Versuchen der Wanddurchriss ($N3$) festgelegt. Zusätzlich wurde der erste sichtbare Riss ($N2$) mit Hilfe regelmäßiger Inspektionen aufgenommen.

5.5 Begleituntersuchungen

Dehnungsmessungen. Um Rückschlüsse auf das Verformungsverhalten der Prüfkörper während der gesamten Versuchsdurchführung ziehen zu können, wurden in den statischen Vorversuchen und den Schwingversuchen die Dehnungen mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) aufgezeichnet. Das DMS-Schema bzw. der prinzipielle Messplan ist mit allen Messpositionen der Abb. 5.7 (a) zu entnehmen. Zusätzlich wurde für jede Testserie ein Prüfkörper mit einem verdichteten DMS-Netz vorgesehen, um anhand dessen *Dehnungskonzentrationsfaktoren (SNCF)* zu bestimmen. Die Ermüdungsversuche wurden möglichst ununterbrochen 24 Stunden, 7 Tage die Woche gefahren.

Rissprüfung. Zur Rissprüfung und Feststellung des Abbruchkriteriums N3 *Wanddurchriss* wurden alle Gurte in Bereichen geringerer Beanspruchung mit einer Bohrung und integriertem Gewinde versehen, über die anschließend ein leichter Überdruck in den Gurthohlprofilen aufgebaut werden konnte. Die Streben wurden mit Hilfe eines Ventils und Dichtungen im gelenkigen Anschluss an die Prüfzylinder ebenfalls mit einem Überdruck versehen. Der Innendruck wurde dann über einen Druckaufnehmer als Messsignal zusätzlich aufgezeichnet. Ein Abfall im Luftdruck ließ somit eindeutig auf einen Wanddurchriss schließen. Neben der Überwachung des inneren Luftüberdrucks wurden die Prüfkörper während der Ermüdungsversuche in regelmäßigen Abständen, in der Regel mehrmals täglich, einer Sichtprüfung unterzogen. Für eine bessere Sichtbarkeit der sich ausbildenden Ermüdungsrisse wurden die zu beobachtenden Oberflächen mit weißer Untergrundfarbe besprüht.

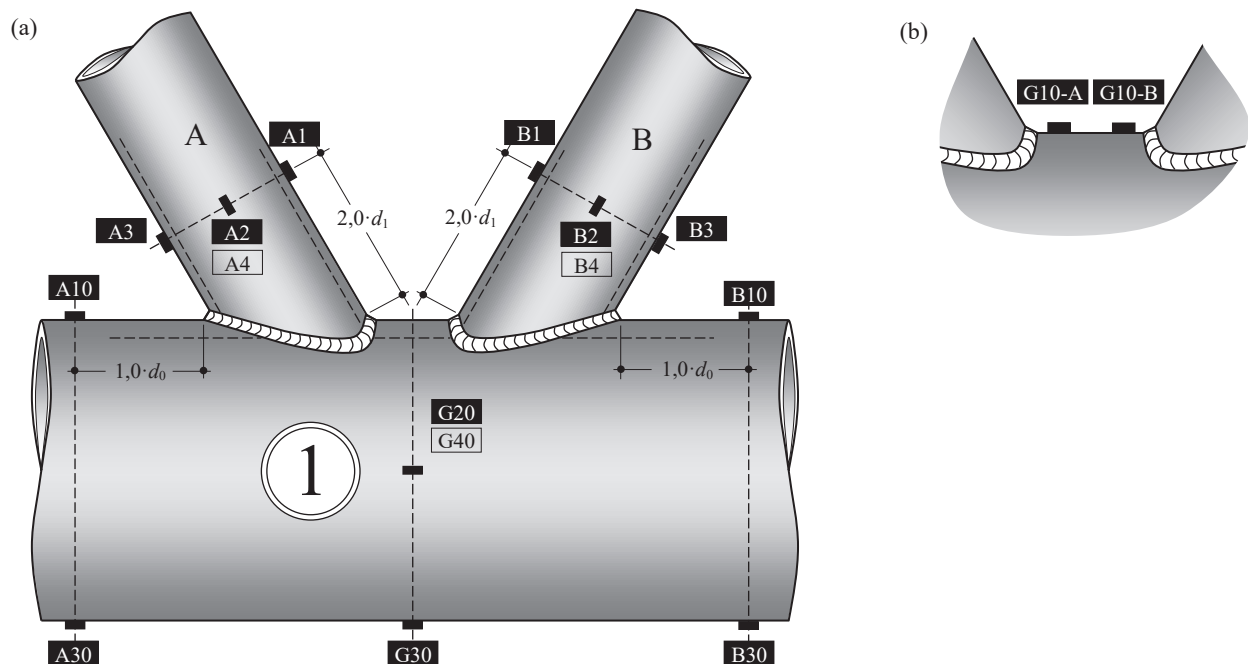


Abb. 5.7: (a) Übersichtsplan zu den Stellen der Dehnungsmessungen an den Prüfkörpern, in Anlehnung an [131], und (b) im Spalt

5.6 Versuchsergebnisse

SNCF-Werte. Zur Bestimmung von Dehnungskonzentrationsfaktoren (SNCF) wurde für die Testserien 102, 103, 200 und 201 jeweils ein Prüfkörper mit acht zusätzlichen DMS mit einer Messgitterlänge von je 2 mm bestückt. Die Dehnungen wurden in den Gurt- und Strebenlängsachsen gemessen und je Prüfkörper nur an den Schweißnahtübergängen einer Strebe bestimmt. Für die Testserie 102 wurden die DMS an der Kronenferse appliziert, um die Einflüsse des Wurzelspalts an der Kronenferse aufzuzeichnen. Für die restlichen Testserien wurden die acht DMS an der Kronenspitze (vier an der Strebe und vier auf dem Gurt) angebracht, da die einzelnen Parameter und Unregelmäßigkeiten hauptsächlich die Änderung der Schweißnaht an den Kronenspitzen betrafen. Während der Messungen zur SNCF-Bestimmung wurden die untersuchten K-Knoten ausschließlich mit den Elementarlastfällen *Strebennormalkraft* und *Gurtnormalkraft* belastet, vgl. Abb. 2.7. Die einzelnen Lasten und Lastkombinationen wurden wie bereits in den statischen Vorversuchen schrittweise angefahren.

Für die Bestimmung der Strukturdehnungen ε_{HS} bzw. der SNCF-Werte wurde in einem ersten Schritt mit den vier gemessenen DMS-Werten eine quadratische Regression durchgeführt. Die so hergeleitete Regressionskurve wurde im zweiten Schritt an den Stützstellen $L_{r,max}$ und $L_{r,min}$ ausgewertet. Die Werte für die einzelnen Extrapolationsabstände wurden dabei mit Hilfe der Gleichungen in Tab. 2.1 berechnet, die von CIDECT [216, Tab. C.1] vorgegeben sind.

Im letzten Schritt konnten dann die Strukturdehnungen am Nahtübergang mittels linearer Extrapolation auf Grundlage der Dehnungswerte an den Stützstellen hergeleitet werden. Die SNCF-Werte wurden anschließend aus den Strukturdehnungen ε_{HS} über Gl. (5.2) ermittelt. Als Nenndehnungen ε_{nom} wurden im Lastfall Strebennormalkraft die mittleren Dehnungen in den Streben $\varepsilon_{br,ax}$ und im Lastfall Gurtnormalkraft die mittleren Dehnungen im Gurt $\varepsilon_{ch,ax}$ angesetzt.

$$SNCF = \frac{\varepsilon_{HS}}{\varepsilon_{nom}} \quad (5.2)$$

Die sich ergebenden SNCF-Werte, sortiert nach Prüfkörper, Lastfall und Bauteil, sind in Tab. 5.3 in komprimierter Form zusammengefasst. Dadurch, dass sich die einzelnen Strukturdehnungen ε_{HS} auf die Nenndehnungen ε_{nom} (entweder in der Strebe oder im Gurt) beziehen, sind alle SNCF-Werte positiv. Die SNCF-Werte in Klammern stellen hierbei die Werte bei Lastumkehrung dar.

Schwingspielzahlen. Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche an den K-Knoten sind in Tab. 5.4 zusammengestellt. Die angegebenen Spannungsschwingbreiten beziehen sich dabei auf die gemessenen Querschnittswerte der Streben aus Tab. A.1 und wurden entsprechend $\Delta\sigma_{1,nom} = \Delta F_1/A_1$ berechnet. Die Strukturspannungsschwingbreiten wurden außerdem mit Hilfe einer numerischen Berechnung an einem FE-Modell bestimmt, das in Abs. 5.8.4 vorgestellt wird und anhand von Dehnungsmessungen validiert wurde.

Folgende Punkte seien an dieser Stelle noch angemerkt:

- Für Prüfkörper mit Schweißnaht- bzw. Wurzelversagen, entspricht die Schwingspielzahl N_2 (Anriss) in Tab. 5.4 der Schwingspielzahl N_3 (Durchriss), weshalb N_2 nicht angegeben ist. In Fällen, in denen das nicht zutrifft, konnten noch vor dem Wurzelversagen Anrisse an den Schweißnahtübergängen beobachtet werden.

Tab. 5.3: Dehnungskonzentrationsfaktoren (SNCF), siehe auch [129]

Prüfkörper, (repräsentierte Testserie) und Lage	Lastfall	maßgebende Laststufe^a	$SNCF_{br}$ Strebe	$SNCF_{ch}$ Gurt
10 (102) Kronenferse Strebe A	Strebennormalkraft	6 (8)	1,46 (1,38)	0,24 (0,16)
	Gurtnormalkraft	17 (18)	0,02 (0,003)	1,46 (1,46)
21 (103) Kronenspitze Strebe A	Strebennormalkraft	13 (14)	2,34 (2,34)	1,55 (1,50)
	Gurtnormalkraft	9 (10)	0,05 (0,04)	1,25 (1,26)
24 (200) Kronenspitze Strebe B	Strebennormalkraft	6 (8)	3,21 (3,15)	1,77 (1,73)
	Gurtnormalkraft	18 (19)	0,57 (0,55)	1,58 (1,58)
27 (201) Kronenspitze Strebe B	Strebennormalkraft	6 (8)	1,72 (1,77)	1,12 (1,15)
	Gurtnormalkraft	17 (18)	0,41 (0,46)	1,65 (1,71)
Gurt: $\varnothing 177,8 \times 20$, Strebe: $\varnothing 88,9 \times 12,5$; Knotenparameter: $\beta = 0,5$; $\gamma = 4,45$; $\tau = 0,63$				
^a Die Laststufen beziehen sich auf die jeweils maßgebende Tabelle in Anhang A.3. <i>Hinweis:</i> Die Werte in Klammern stellen die SNCF-Werte bei Umkehrung des Vorzeichens der Prüfkraft dar.				

- Bei der Testserie 103 konnten an mehreren Prüfkörpern sichtbare Anrisse an den Schweißnahtübergängen detektiert werden, nachdem bereits der Nahtdurchriss eingetreten war. *N2* liegt deshalb in diesen Fällen über *N3*.
- Die Prüfkörper Nr. 8 und 12 wurden zuerst auf einem niedrigeren Lastniveau gefahren. Nach jeweils ca. 2 Millionen Schwingspielen wurde das Lastniveau für beide Versuche, die keine ersichtlichen Ermüdungserscheinungen an den Gurt-Streben-Verbindungen aufwiesen, hochgesetzt und erneut getestet.
- Bei Prüfkörper Nr. 26 trat ein Wanddurchriss am Nahtübergang zur Strebe A und ein Wurzelriss an der Strebe B zeitlich nah beieinander auf. Welches der beiden Ereignisse früher eintrat, konnte nicht mehr festgestellt werden. Als Versagen sind deshalb SÜ (Schweißnahtübergang) und SV (Schweißnahtversagen) angegeben.

Rissinitiierung und -fortschritt. Um im Anschluss an die Ermüdungsversuche die Schweißnahtspuren abmessen und bewerten zu können, wurden Makroschliffe der einzelnen zersägten Prüfkörper erstellt. Diese sind in den Abb. A.1 bis A.5 in Anhang A.1.1 abgebildet. Dabei ist anzumerken, dass die Ermüdungsrissse größtenteils versetzt zur Kronenspitze auftraten und es sich somit lediglich um „Momentaufnahmen“ handelt. Zur Veranschaulichung ist in Abb. 5.8 die Definition der umlaufenden Strebenwinkel dargestellt. Weitere Informationen sind auch [129] zu entnehmen.

An den Prüfkörpern der *Testserie 100* (Prüfkörper Nr. 1 bis 3, vgl. Tab. 5.1) wurde der Ermüdungsriss ausschließlich am Nahtübergang zum Gurt initiiert, s. Tab. 5.4, Abb. 5.9 (a) und

5.6 Versuchsergebnisse

Tab. 5.4: Ermüdungsversuche an Prüfkörper Nr. 1 bis 27, siehe auch [129]

Nr.	Prüfkräfte				Schwingbreite		Schwingspiele N2 ^b		Schwingspiele N3 ^c		Ver-sagen ^a
	$F_{0,max}$ [kN]	$F_{0,min}$ [kN]	$F_{1,max}$ [kN]	$F_{1,min}$ [kN]	$\Delta\sigma_{1,nom}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{HS}$ [N/mm ²]	Strebe A [$\times 10^4$]	Strebe B [$\times 10^4$]	Strebe A [$\times 10^4$]	Strebe B [$\times 10^4$]	
Testserie 100 – Referenztestserie											
1	+120	-120	+240	-240	160	279	10,6	–	17,8	–	GÜ
2	+90	-90	+180	-180	119	209	–	31,1	–	51,5	GÜ
3 ^d	+150	-150	+300	-300	198	346	–	5,4	–	8,7	GÜ
Testserie 101 – 3 mm Wurzelspalt an der Kronenferse											
4	+240	-240	+480	-480	319	715	1,2	1,4	2,3	–	SÜ
5	+210	-210	+420	-420	284	475	2,0	2,1	–	3,5	GÜ
6	+159	-159	+318	-318	210	350	6,1	5,9	–	9,2	GÜ
7	+69	-69	+138	-138	91	153	50,9	50,9	–	66,4	GÜ
8 ^d	+57	-57	+114	-114	75	126	–	–	–	–	–
8-2 ^d	+63	-63	+126	-126	83	139	–	9,3	–	136,4	GÜ
9 ^d	+99	-99	+198	-198	131	219	–	13,5	–	15,4	GÜ
Testserie 102 – 6 mm Wurzelspalt an der Kronenferse											
10	+189	-189	+378	-378	251	419	3,3	–	–	4,0	SV
11	+63	-63	+126	-126	84	140	41,6	41,6	101,6	–	GÜ
12	+63	-63	+126	-126	84	140	–	–	–	–	–
12-2	+90	-90	+180	-180	119	200	75,4	75,4	–	77,1	SV
13	+150	-150	+300	-300	198	331	9,6	9,6	–	11,6	GÜ
14 ^d	+99	-99	+198	-198	131	220	21,4	21,4	–	36,4	GÜ
15 ^d	+69	-69	+138	-138	92	153	39,2	39,2	–	77,9	GÜ
Testserie 103 – 6 mm Reststeg an der Kronenspitze											
16 ^d	+63	-63	+126	-126	84	207	–	60,1	68,5	–	SV
17 ^d	+54	-54	+108	-108	72	178	–	–	83,5	–	SV
18 ^d	+63	-63	+126	-126	83	206	49,4	49,4	–	54,2	SV
19 ^d	+90	-90	+180	-180	118	293	–	–	15,3	–	SV
20 ^d	+48	-48	+96	-96	63	157	–	149,9	138,0	–	SV
21 ^d	+150	-150	+300	-300	197	487	3,2	3,2	–	2,2	SV
Testserie 200 – Reduziertes Nahtvolumen											
22	+90	-90	+180	-180	120	277	17,7	17,7	–	28,0	GÜ
23	+120	-120	+240	-240	160	368	5,0	5,0	7,5	–	GÜ
24 ^d	+57	-57	+114	-114	76	176	36,1	51,0	97,0	–	GÜ
Testserie 201 – Umlaufende Kehlnaht											
25	+63	-63	+126	-126	84	146	95,3	–	99,7	–	SÜ
26	+54	-54	+108	-108	72	126	114,7	–	127,0	127,0	SÜ/SV
27	+120	-120	+240	-240	159	278	44,4	42,3	–	45,2	SV

^a GÜ = Schweißnahtübergang auf dem Gurt, SÜ = Schweißnahtübergang auf der Strebe, SV = Schweißnaht-versagen. ^b Die Schwingspielzahl bis zum ersten durch Sichtprüfung detektierbaren Anriss. Einige Versuche zeigten mehrere Anrisse. ^c Die Schwingspielzahl bis zum Wanddurchriss. ^d Dieser Prüfkörper wurde mit gefrästen Schweißnahtkanten ausgeführt.

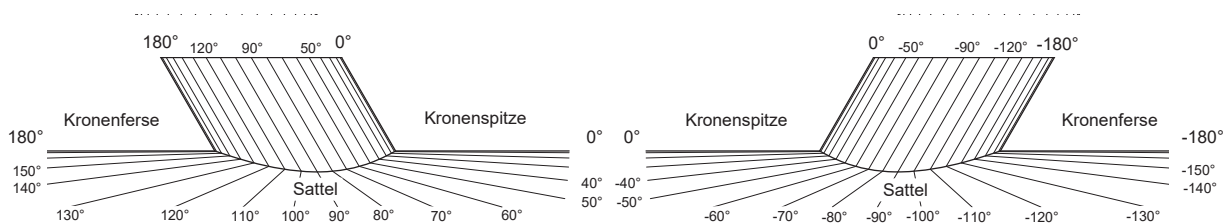


Abb. 5.8: Umlaufender Strebenwinkel (HINWEIS: Der Winkel wird im kreisrunden Strebenquerschnitt gemessen.), entnommen aus [131, Abb. 6.11]

Abb. A.1. Dies konnte bereits in [131] für dieselbe Prüfkörpergeometrie beobachtet werden. Die Risse bildeten sich hierbei leicht zum Sattel hin versetzt aus (Rissinitiierung bei ca. 45°).

In den Versuchen der *Testserie 101* (Prüfkörper Nr. 4 bis 9, vgl. Tab. 5.1) konnte der Wanddurchriss vorrangig am Nahtübergang zum Gurt detektiert werden, s. Abb. 5.9 (b) und Abb. A.2. Eine Ausnahme stellte der Prüfkörper 4 dar, s. Abb. A.2 und Abb. 5.10 (a), bei dem sich möglicherweise aufgrund der vergleichsweise geringen Schweißnahtspur $w_{\text{Kronenspitze}}$ auf der Strebe (vgl. Tab. A.1) die Risse zusätzlich an beiden Nahtübergängen zu den Streben hin ausbildeten. Der Wanddurchriss stellte sich hierbei am Nahtübergang zur Strebe A ein, s. Abb. A.2 und Abb. 5.10 (a). Die Rissinitiierungspunkte waren bei allen Prüfkörpern einige Grad von der Kronenspitze entfernt.

Bei allen Prüfkörpern der *Testserie 102* (Prüfkörper Nr. 10 bis 15, vgl. Tab. 5.1) wurden die Risse an den Schweißnahtübergängen zum Gurt beider Gurt-Streben-Verbindungen initiiert. Die Schliffe zu dieser Testserie können Abb. A.3 entnommen werden. Auch in diesem Fall konnten die Risse versetzt zur Kronenspitze detektiert werden. Während bei den Prüfkörpern Nr. 11, 13, 14 und 15 der Wanddurchriss ausschließlich am Nahtübergang zum Gurt festgestellt werden konnte, trat bei den Prüfkörpern Nr. 10 und 12 der Wanddurchriss tatsächlich in Form eines Wurzelrisses (jeweils an der Strebe B) im Kronenfersenbereich auf (s. Abb. 5.10 (b) und Prüfkörper Nr. 12 in Abb. A.3). Der Riss gelangte dabei am Übergangsbereich an die Nahtaußenoberfläche, also im Bereich in dem die Stumpfnah an der Kronenspitze in eine Kehlnah an der Kronenferse

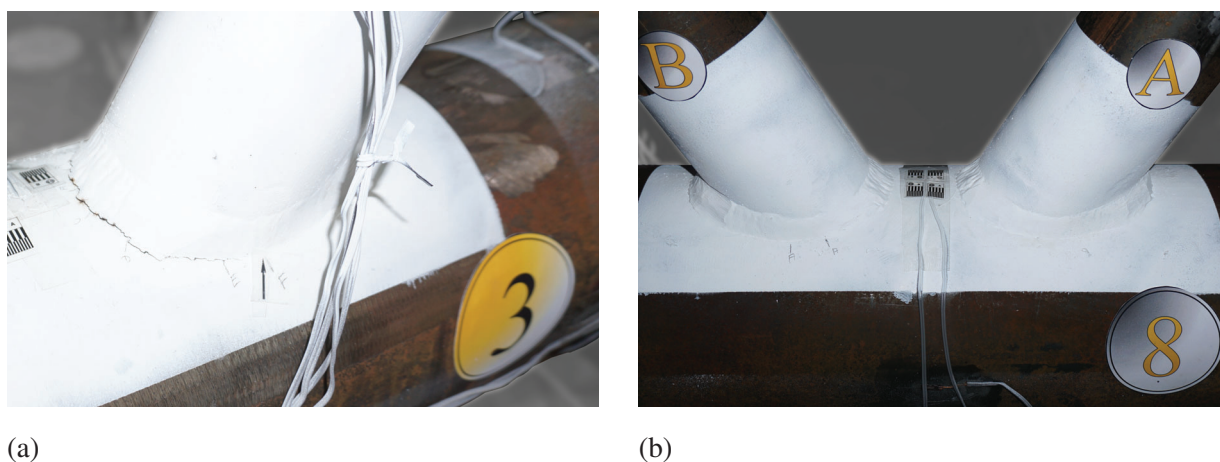
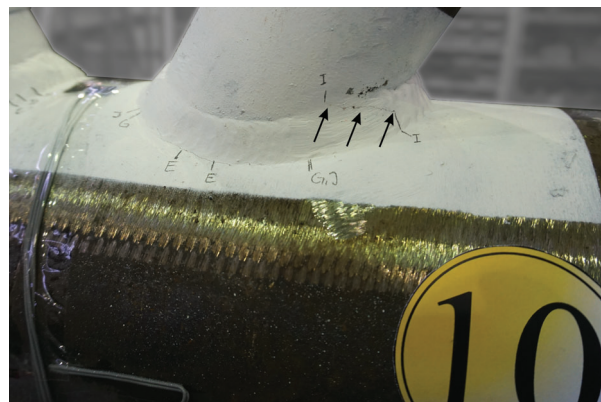


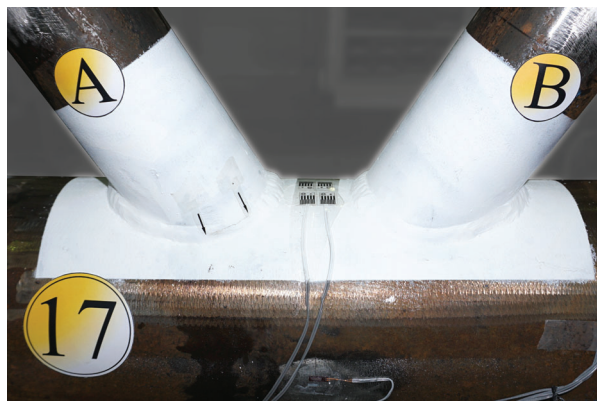
Abb. 5.9: Rissinitiierung und -fortschritt Teil 1: (a) Zustand beim Wanddurchriss des Prüfkörpers Nr. 3 der Testserie 100, (b) erster detektiertes Anriss beim Prüfkörper Nr. 8 der Testserie 101



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Abb. 5.10: Rissinitiierung und -fortschritt Teil 2: (a) Zustand beim Wanddurchriss des Prüfkörpers Nr. 4 der Testserie 101, (b) Wurzeldurchriss des Prüfkörpers Nr. 10 der Testserie 102, (c) Wurzeldurchriss des Prüfkörpers Nr. 17 der Testserie 103, (d) Zustand beim Wanddurchriss des Prüfkörpers Nr. 22 der Testserie 200, (e) Wanddurchriss am Nahtübergang zur Strebe des Prüfkörpers Nr. 25 und (f) Wurzeldurchriss am Prüfkörper Nr. 27, beides Testserie 201

übergeht.

Bei den Versuchen der *Testserie 103* (Prüfkörper Nr. 16 bis 21, vgl. Tab. 5.1) wurden alle zum Versagen führenden Ermüdungsrisse an den Schweißnahtwurzelpunkten herbeigeführt, s. Abb. 5.10 (c). Bei den Prüfkörpern Nr. 16, 18, 20 und 21 konnten noch vor dem Wanddurchriss auch Anrisse an den Schweißnahtübergängen zum Gurt dokumentiert werden, die in Tab. 5.4 bei *N2* eingetragen sind. Prüfkörper Nr. 21 wies dabei zusätzlich Anrisse an den Nahtübergängen zu den Streben hin auf. Die detektierten Risse, die gleichzeitig die Ausbildung eines Wanddurchrisses bedeuteten, lagen um 27° (PK Nr. 16) bis 49° (PK Nr. 19) von der Kronenspitze entfernt.

Bei allen drei Versuchen der *Testserie 200* (Prüfkörper Nr. 22 bis 24, vgl. Tab. 5.1) konnte die Ausbildung der Ermüdungsrisse an den Nahtübergängen zum Gurt, jeweils an beiden Gurt-Streben-Verbindungen, beobachtet werden. Die festgestellten Anrisse, die im weiteren Verlauf zum Wanddurchriss führten, lagen bei den Prüfkörpern Nr. 23 und 24 mit $\pm 10^\circ$ an der Kronenspitze. Bei Prüfkörper Nr. 22 wurde der maßgebende Anriss in einem Bereich von -24° bis -60° beobachtet, s. Abb. 5.10 (d).

Die drei getesteten Prüfkörper der letzten *Testserie 201* (Prüfkörper Nr. 25 bis 27, vgl. Tab. 5.1) legen nahe, dass der *Schweißnahtübergang zur Strebe* und die *Nahtwurzelpunkte* im Falle von Kehlnähten konkurrierende ermüdungswirksame Kerben darstellen. Während bei Prüfkörper Nr. 25 der Nahtübergang zur Strebe an der Kronenspitze maßgebend wurde (s. Abb. 5.10 (e)), konnte bei dem Prüfkörper Nr. 27 ein Wurzelriss an der Strebe B als ursächlich für den Wanddurchriss identifiziert werden, s. Abb. 5.10 (f). Bei allen Prüfkörpern lagen die detektierten Anrisse um einige Grad von der Kronenspitze entfernt. Hierbei ist aber auch auf die zu kleinen Kehlnahtdicken ($a < t_1$, vgl. Tab. A.2) hinzuweisen, die vermutlich das Ermüdungsversagen beeinflussten. Auf einen Einfluss auf die Anzahl ertragener Schwingspiele ließen die Ergebnisse jedoch nicht schließen.

Die in nahezu allen Ermüdungsversuchen beobachtbaren Verschiebungen der Rissinitiierungspunkte um einige Grad in Richtung Sattel (s.o.) decken sich auch mit den Beobachtungen aus [218, S. 43]. An den getesteten Hohlprofilknoten mit einem Strebenneigungswinkel von $\theta = 55^\circ$ konnte eine Verschiebung der Rissinitiierung von ca. $20 - 30^\circ$ entlang der Schweißnähte festgestellt werden.

5.7 Versuchsauswertung auf Nennspannungsniveau

Für die statistische Auswertung der Ermüdungsversuche auf Nennspannungsniveau wurde das Hintergrunddokument [180] zu DIN EN 1993-1-9 [58] bzw. [72] herangezogen. Die Neigung der Wöhlerlinie auf Grundlage von Nennspannungen wurde dabei in Anlehnung an den Eurocode 3 für K-Knoten aus Rundhohlprofilen zu $m = 5$ gesetzt. Die genaue Vorgehensweise und zugehörigen Formeln sind auch in Anhang F beschrieben.

In Abb. 5.11 werden die Versuchsergebnisse der Testserien 100 bis 201 auf Grundlage der Nennspannungen in den Streben (ausschließlich infolge Normalkraft) miteinander verglichen. Betrachtet werden zuerst nur die Schwingspielzahlen bis zum Wanddurchriss *N3*. Die Nennspannungen

sind ebenfalls in Tab. 5.4 angegeben. Man erkennt, dass die Versuchsergebnisse an den Prüfkörpern mit schlechter Passung bzw. Wurzelspalte an den Kronenfersen (Testserien 101 und 102) mit den Versuchen an Prüfkörpern ohne planmäßig eingebrachte Schweißnahtunregelmäßigkeiten (Testserie 100 – Referenztestserie) und den Versuchen an Prüfkörpern mit umlaufender Kehlnaht (Testserie 201) ein gemeinsames Streuband zu bilden scheinen. Wie auch in [218, S.77] festgestellt werden konnte, ist bei ausreichender Schweißnahtdicke kein Unterschied zwischen den Ermüdungsfestigkeiten einer Kehlnaht- und einer Stumpfnahntverbindung zu beobachten. Dies bestätigt somit auch die Aussage in Abs. 4.1.4 bzw. [112, Table 1], dass schlechte Passungen bei Kehlnähten keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit besitzen.

Anhand des Vergleichs zwischen der für die Testserien 100, 101, 102 und 201 gemeinsam ausgewerteten Regressionsgerade (Wöhlerlinie mit 50%-Überlebenswahrscheinlichkeit) und der Regressionsgerade für die Testserie 103 lässt sich ein starker Einfluss der nicht durchgeschweißten Stumpfnahnt an der Kronenspitze erkennen. Begleitet wird der beobachtete Ermüdungsfestigkeitsabfall durch die Abflachung der natürlichen Neigung der Wöhlerlinie ($m = 2,8$ im Vergleich zu $m_{103} = 3,7$). Es wird ersichtlich, wieso DIN EN ISO 5817 [66] diesen Typ von Schweißnahtunregelmäßigkeit als „unzulässig“ einstuft, vgl. auch Abs. 4.1.4. Es ist aus Sicht des Autors jedoch sinnvoller, ein gerade noch tolerierbares Grenzmaß einzuführen, für das kein Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit zu erwarten ist. Aufgrund dessen wird ein solches Grenzmaß in Abs. 5.10 vorgestellt.

Hervorzuheben ist auch, dass sich die Ausbildung einer umlaufenden Kehlnaht als (ermüdungstechnisch) unkritischer erweist, als eine Reduktion des Schweißnahtvolumens. Eine Abflachung der natürlichen Neigung ist auch in diesem Fall erkennbar ($m_{200} = 3,4$). Aus dem Vergleich der Kerbradien und Nahtübergangswinkel in Tab. A.3 wird ersichtlich, dass bei der Ausführung der Prüfkörper für die Testserie 200 keine übermäßige Verschärfung der Kerben am Nahtübergang eingetreten ist. Daraus kann geschlussfolgert werden, dass die verringerte Lebensdauer in der

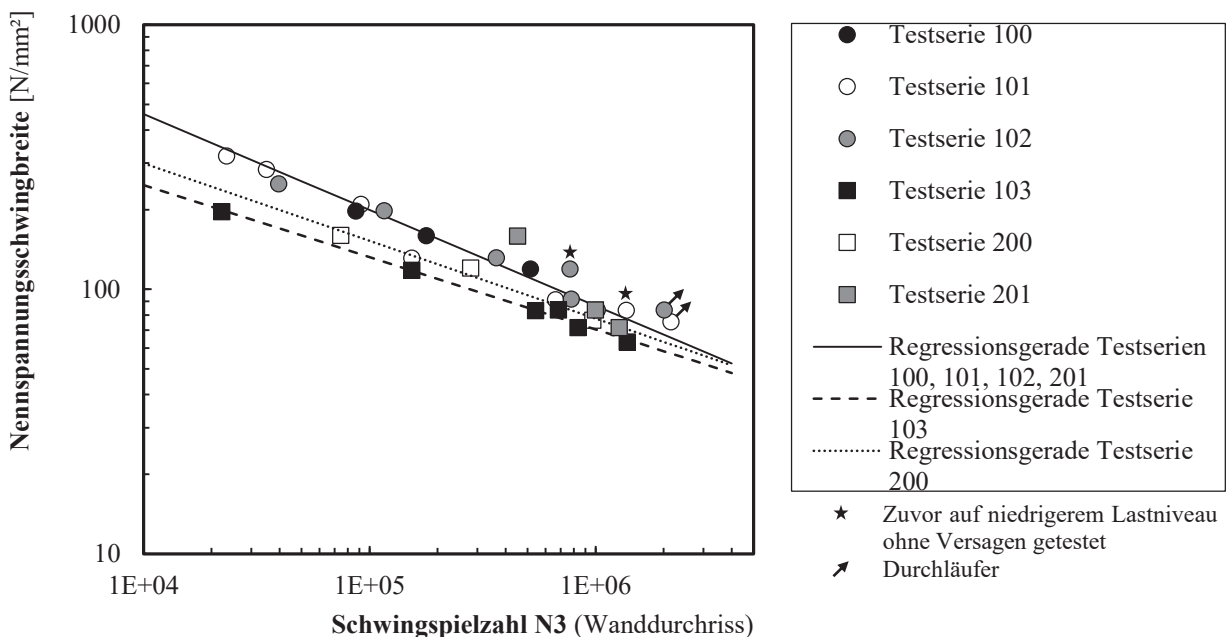


Abb. 5.11: Ergebnisse der Ermüdungsversuche mit Strebenormalkraft auf Nennspannungsniveau

Testserie 200 auf die kleineren Nahtvolumen und der damit einhergehenden höheren Spannungen in den Nähten zurückzuführen ist. Der in Abs. 4.3 beschriebene Effekt erscheint damit plausibel. Infolge des geringeren Nahtvolumens verschiebt sich der Nahtübergang in einen Bereich höherer Beanspruchung, vgl. Abb. 4.6. Eine Berücksichtigung der erhöhten Spannungen infolge der Nahtgeometrie ist auf Nennspannungsniveau jedoch nicht möglich.

Die bereits auf einem ersten niedrigeren Lastniveau getesteten Prüfkörper (Nr. 8 und 12) zeigen interessanterweise keine Anzeichen einer Vorschädigung auf, da sie sich gut in das Streufeld der restlichen Versuche einzugliedern scheinen. Beide Versuche sind dazu in Abb. 5.11 mit einem Stern gekennzeichnet. Die geringe Streuung innerhalb der einzelnen Testserien ist darüber hinaus auf die gleichen Randbedingungen bei der Fertigung aller K-Knoten zurückzuführen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Prüfkörper für den Lastfall Strebennormalkraft unter praxisüblichen Bedingungen nur durch einen erfahrenen Schweißer geschweißt. Ein Unterschied zwischen dem Ermüdungsverhalten der Prüfkörper mit gefrästen Schweißkanten und der restlichen Ermüdungsversuche ist außerdem nicht festzustellen, siehe Tab. 5.4 für die betreffenden Prüfkörper. Mit gefrästen Kanten ist zwar eine genauere Passung zwischen Gurt und Strebe umsetzbar und vermeidet den übermäßigen Wärmeeintrag aus einer thermischen Trennung, liefert jedoch keine erwähnenswerten Vorteile für das Ermüdungsverhalten oder die Ermüdungsfestigkeit.

In Abb. 5.12 werden die Versuchsergebnisse für das Abbruchkriterium *Bruch* (N4) ausgewertet. Hierbei wurden auch die Biegemomentenanteile $\sigma_{1,ipb}$ in den Streben, die sich für die gegebene Knotengeometrie berechnen lassen (vgl. Tab. 5.9), berücksichtigt. Dadurch, dass die Ermüdungsversuche kurz nach Eintritt des Wanddurchrisses beendet werden mussten, wurden die Schwingspielzahlen N3 für die Auswertung mit dem Faktor 1,49 nach [203] in N4 umgerechnet. Zusätzlich wurden die Datenpunkte der Testserien 103 und 200 sowie die beiden Durchläufer nicht berücksichtigt. Die natürliche Neigung der Wöhlerlinie ergibt sich hierbei zu $m = 2,7$. Der

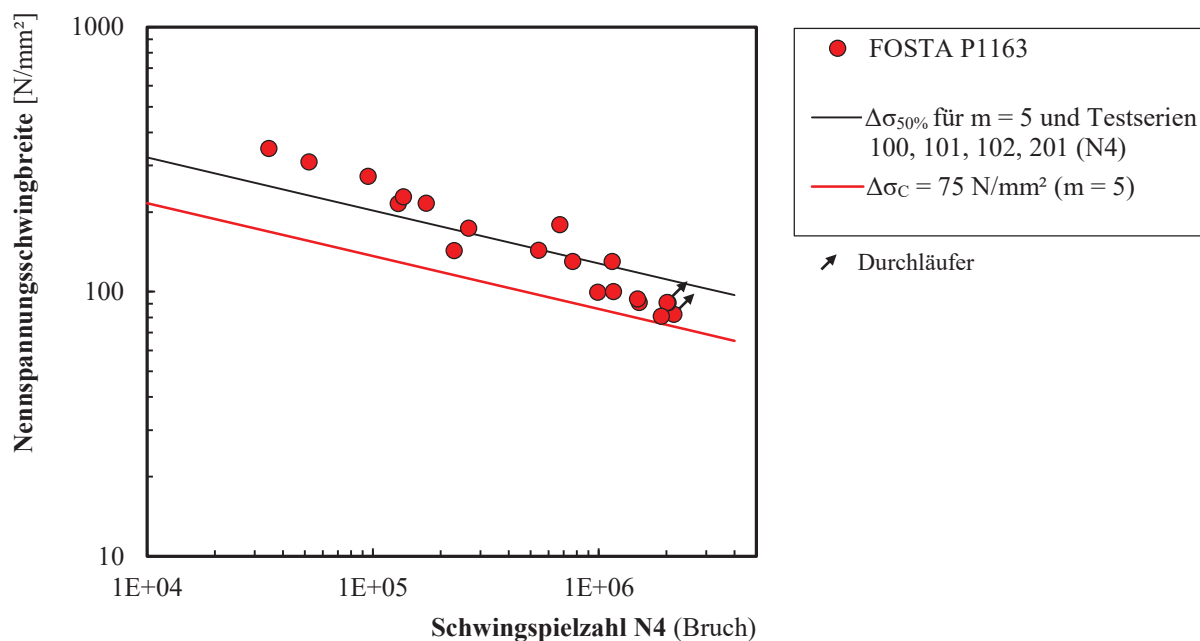


Abb. 5.12: Ergebnisse der Ermüdungsversuche mit Strebennormalkraft auf Nennspannungsniveau ohne Testserie 103 und 200, inkl. Biegemomentanteile

5.7 Versuchsauswertung auf Nennspannungsniveau

charakteristische Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit auf Nennspannungsniveau bei 2 Millionen Schwingspielen und für eine Steigung der Wöhlerlinie von $m = 5$ lässt sich herleiten zu $\Delta\sigma_C = 75 \text{ N/mm}^2$. Bei Berücksichtigung der Testserien 103 und 200 wäre im Vergleich eine charakteristische Ermüdungsfestigkeit von 67 N/mm^2 zu erzielen.

Nach DIN EN 1993-1-9 [58, Tab. 8.7] ist für ein Wanddickenverhältnis von $t_1/t_0 = 0,63$ eine charakteristische Ermüdungsfestigkeit auf Nennspannungsniveau von 72 N/mm^2 zu erwarten. Die lineare Interpolation zwischen den Kerbfällen bzw. Wanddickenverhältnissen, die der aktuelle Eurocode vorgibt, scheint somit für die ausgewählten Testserien und für Nennspannungen unter Berücksichtigung von Biegemomenten gültig zu sein. Bei Vernachlässigung der Biegemomente wäre hierbei nur eine Ermüdungsfestigkeit von 68 N/mm^2 erreichbar. Nach dem neuen Vorschlag nach Tab. 3.1 wäre nur eine Ermüdungsfestigkeit von 63 N/mm^2 ansetzbar, was den berechneten Wert, einschließlich der Testserien 103 und 200, gut widerspiegelt und wodurch auch der neue Wert nach Tab. 3.1 als repräsentativ für unterschiedliche Schweißnahtqualitäten angesehen werden kann. Eine Zusammenfassung der berechneten und gegebenen Ermüdungsfestigkeitswerte ist zur Veranschaulichung in Tab. 5.5 gegeben.

Trotz der nur geringen Anzahl an Versuchen wurde außerdem die Ermüdungsfestigkeit für die Testserie 103 im Einzelnen bestimmt. Unter der Annahme einer festen Neigung der Wöhlerlinie von $m = 5$ ergibt sich ein charakteristischer Wert der Ermüdungsfestigkeit bei 2 Millionen Schwingspielen von 62 N/mm^2 (Biegemomentenanteile ebenfalls berücksichtigt). D.h. durch Schweißnahtunregelmäßigkeiten bzw. infolge nicht gänzlich durchgeschweißter Stumpfnähte an der Kronenspitze ist mit einer Reduktion der Ermüdungsfestigkeit von bis zu zwei Kerbfallklassen zu rechnen (Nach den Kerbfällen des Eurocode: z. B. von Kerbfall 71 auf 56). Hierbei ist aber anzumerken, dass es sich bei den in die Prüfkörper der Testserie 103 eingebrachten Schweißnahtunregelmäßigkeiten um extrem große Reststege handelt, die unter praxisüblichen Bedingungen leicht vermieden werden können.

Eine genauere Aussage für die Testserie 200 kann aufgrund der nur 3 durchgeführten Versuche nicht getroffen werden. Es ist jedoch auch in diesem Fall mit einer Reduktion der Ermüdungsfestigkeit zu rechnen. Damit wird klar, dass durch eine geeignete Schweißnahtgestaltung und Schweißanweisung eine Reduktion der Lebensdauer vermieden werden kann.

Tab. 5.5: Berechnete charakteristische Referenzwerte der Ermüdungsfestigkeit für die 95% Überlebenswahrscheinlichkeit bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen und Kerbfälle nach EC3 bzw. nach dem neuen Vorschlag aus Abs. 3.3.4

Ermüdungsfestigkeit	Berücksichtigte Schnittgrößen	Berücksichtigte Testserien	Wert in $[\text{N/mm}^2]$
$\Delta\sigma_C$ berechnet aus Versuchsdaten	$N + M$	100-102 & 201	75
	$N + M$	alle	67
	nur N	100-102 & 201	68
$\Delta\sigma_C$ nach EC3 Teil 1-9 [58]	$N + M$	–	72
$\Delta\sigma_C$ für $t_0 > 10 \text{ mm}$ und $0,5 < \tau < 0,7$ nach neuem Vorschlag aus Tab. 3.1	$N + M$	–	63

5.8 Numerische Begleituntersuchungen

5.8.1 Vorbemerkung

Mit Hilfe numerischer Begleituntersuchungen wurden im Anschluss an die Ermüdungsversuche Strukturspannungen ermittelt. Hierzu wurden parametrisierte, räumliche FE-Modelle von K-Knoten mit der Software ANSYS 16.2 [2] erstellt und untersucht. Die FE-Modelle wurden dabei aus den Modellen in [131, Kap. 14] weiterentwickelt.

5.8.2 FE-Modell

5.8.2.1 Abmessungen und statisches System

Die an den aufgetrennten Prüfkörpern gemessenen und je Testserie gemittelten Abmessungen dienten auch als Grundlage für die Erstellung der numerischen Modelle, vgl. auch Anhang A.1.2. Die Länge des Gurtes wurde dabei zu 3300 mm gewählt. Die Streben wurden mit einer Länge von 1000 mm modelliert, siehe Abb. 5.13. Die so gewählten Abmessungen liegen damit verhältnismäßig weit über den Empfehlungen von [174, S. 132f], die für die Gurtlänge $5 \cdot d_0$ und für die Strebenlänge $3 \cdot d_1$ vorgeben. Durch die ausreichend großen Gurt- und Strebenlängen können Singularitäten infolge Lasteinleitung und Lagerung vom Anschlussbereich Gurt-Strebe fern gehalten werden. Der Strebenneigungswinkel betrug außerdem 60° bzw. 61° . Zur Lagerung des FE-Modells wurde der Gurt einseitig eingespannt. An den übrigen Gurt- und Strebenenden wurden mittig Balkenelemente zur Lasteinleitung vorgesehen, die starr an die Enden gekoppelt waren, vgl. auch Abs. 5.8.2.5. Die Berechnung erfolgte schließlich unter der Annahme eines linear-elastischen Materials. Der Elastizitätsmodul wurde wie für Stahl üblich zu $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$ gesetzt. Die Querdehnungszahl betrug $\nu = 0,30$. Zur Reduktion des Rechenaufwands wurde nur der Lastfall *Strebennormalkraft* betrachtet, der bereits in den Ermüdungsversuchen Gegenstand der Untersuchungen war.

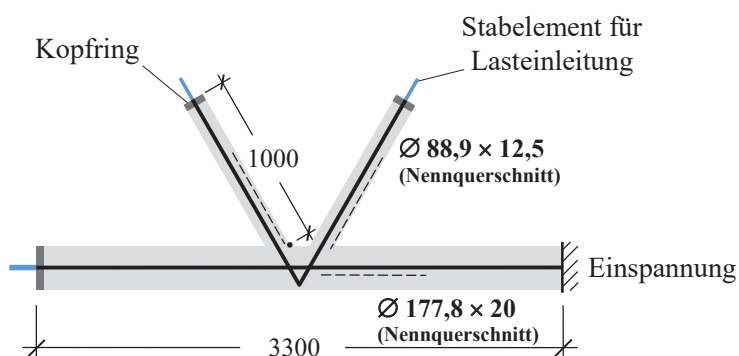


Abb. 5.13: Statisches System des FE-Modells in den numerischen Untersuchungen, Abmessungen in [mm]

5.8.2.2 Schweißnahtdetails

In den numerischen Begleituntersuchungen wurde besonders auf die Abbildung der gemessenen Schweißnahtgeometrien geachtet, was nach [174] eine genauere Berechnung erlaubt. Die

Schweißnaht zwischen Gurt und Strebe sah wie die untersuchten Prüfkörper eine Kombination aus Stumpf- und Kehlnaht vor. Um mögliche Steifigkeitsänderungen infolge Schweißnahtunregelmäßigkeiten zu berücksichtigen, wurden die untersuchten Schweißnahtunregelmäßigkeiten an den Nahtwurzelpunkten direkt in die numerische Modellierung aufgenommen. Anhand von Dehnungsmessungen erfolgte anschließend die Validierung, s. Abs. 5.8.3. Dabei ist anzumerken, dass für jedes Modell die Schweißnahtabmessungen, -spuren und -unregelmäßigkeiten beider Streben A und B gemittelt wurden, siehe Tab. 5.9. Die an der Kronenspitze, dem Sattel und der Kronenferse implementierten Unregelmäßigkeiten können der Tab. 5.6 entnommen werden.

Für die Umsetzung der über den Umfang des Verschneidungsbereichs veränderlichen Maße der Schweißnahtunregelmäßigkeiten s und n wurde in Anlehnung an die Berechnungen aus KUHLMANN ET AL. [131] die Gewichtungsfunktion G aus [131, Tab. 14.2] verwendet. Der Vollständigkeit halber ist die Verteilung aus [131] in Abb. 5.14 dargestellt und die Funktionen in Tab. 5.7 angegeben. Mit diesen war die Definition der Maße s und n an jedem beliebigen Punkt der Verschneidung zwischen Gurt und Strebe möglich.

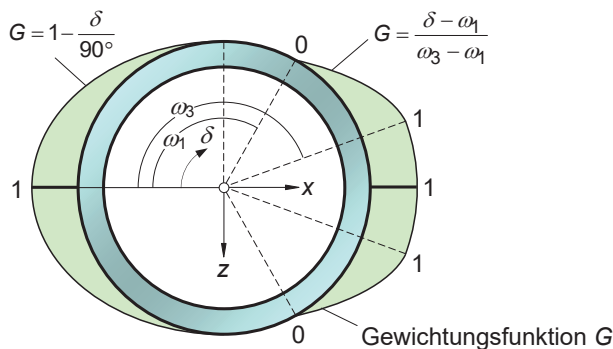


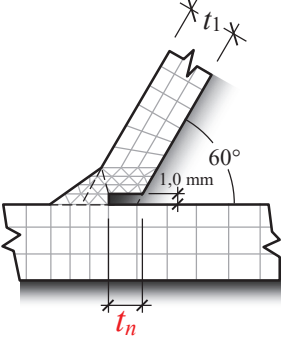
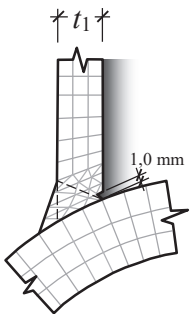
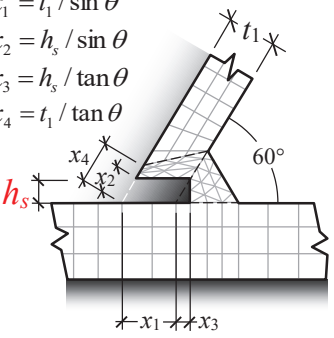
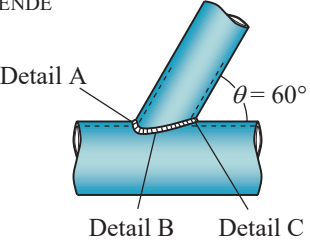
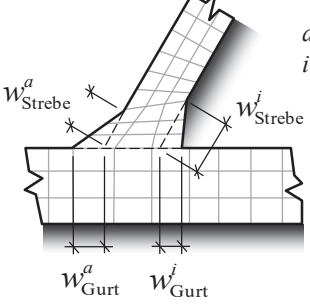
Abb. 5.14: Darstellung der Gewichtungsfunktion G in Abhängigkeit des umlaufenden Winkels, entnommen aus [131, Abb. 14.2]. Siehe Gl. (5.6) und Gl. (5.7) für die Definitionen der Winkel ω_1 und ω_3

5.8.2.3 Diskretisierung

Für die Vernetzung der Rundhohlprofile wurden Hexaeder-Volumenelemente vom Typ SOLID186 verwendet. Aufgrund der sich infolge der Schweißnahtunregelmäßigkeiten ergebenden komplexen Geometrie mussten für die Vernetzung der Schweißnähte jedoch vierseitige Tetraeder-Elemente des Typs SOLID187 verwendet werden. Für die Stabelemente der Lasteinleitung wurden schließlich Balkenelemente des Typs BEAM188 angesetzt. Für eine genauere Beschreibung des Vorgehens bei der Vernetzung des FE-Modells sei an dieser Stelle auf [131, Abs. 14.1.4] verwiesen. In Abb. 5.15 sind hierzu nochmal Ansichten der FE-Vernetzung und der Netzfeinheiten visualisiert. Ein Schnitt durch das FE-Modell eines K-Knotens, in dem auch die beiden Schweißnahtunregelmäßigkeiten erkennbar sind, ist in Abb. 5.15 unten rechts wiedergegeben. Hierbei sind zur Veranschaulichung beide Unregelmäßigkeiten mit einem Wert von 6 mm definiert worden, wobei in den Untersuchungen immer nur ein Parameter variierte.

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse in [131] wurde der Einfluss der Netzfeinheit untersucht. Für die Diskretisierung wurde schließlich die Netzfeinheit 3 (siehe Tab. 14.4 in [131]) ausgewählt. In den hier betrachteten numerischen Berechnungen fand diese Einteilung ebenfalls Anwendung, nur wurde die Anzahl der Elemente über die Strebenwandung von 4 auf 3 Elemente reduziert. Die in Tab. 5.8 angegebenen Elementanzahlen wurden umgesetzt.

Tab. 5.6: FE-Modellierung der Schweißnahtdetails unter Berücksichtigung der Schweißnahtunregelmäßigkeiten an ausgewählten Stellen

Detail	FE-Modellierung	Schweißnahtunregelmäßigkeiten		Schweißnahtspuren			
		s	n	w_{Gurt}^a	w_{Gurt}^i	w_{Strebe}^a	w_{Strebe}^i
A = Kronenspitze		1,0 mm	t_n	7,65 mm	$-t_n$	13,85 mm	13,85 mm
B = Sattel		1,0 mm	0 mm	$0,5 t_1$	0	$1,5 t_1$	$1,5 t_1$
C = Kronenferse	$x_1 = t_1 / \sin \theta$ $x_2 = h_s / \sin \theta$ $x_3 = h_s / \tan \theta$ $x_4 = t_1 / \tan \theta$ 	h_s	x_3	17,7 mm	$-x_1 - x_3$	16,9 mm	x_4
<p>LEGENDE</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;">  <p>Detail A Detail B Detail C</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>w_{Strebe}^a w_{Strebe}^i w_{Gurt}^a w_{Gurt}^i</p> </div> <div style="text-align: left;"> <p>$a = \text{außen}$ $i = \text{innen}$</p> </div> </div> <p>(Legende aus Tab. 14.1 in [131])</p>							

Tab. 5.7: FE-Modellierung des kompletten Schweißnahtverlaufs, in Anlehnung an [131]

Bereich δ [°]	Gewichtungsfunktion vgl. Abb. 5.14	Größe der Schweißnahtunregelmäßigkeit
$0 \dots 90^\circ$	$G = 1 - \frac{\delta}{90}$	$s = s_{\text{Kronenspitze}} \cdot G + s_{\text{Sattel}} \cdot (1 - G)$ $n = n_{\text{Kronenspitze}} \cdot G + n_{\text{Sattel}} \cdot (1 - G)$
$90^\circ \dots \omega_1$	$G = 0$	
$\omega_1 \dots \omega_3$	$G = \frac{\delta - \omega_1}{\omega_3 - \omega_1}$	$s = s_{\text{Kronenspitze}} \cdot G + s_{\text{Sattel}} \cdot (1 - G)$ $n = n_{\text{Kronenspitze}} \cdot G + n_{\text{Sattel}} \cdot (1 - G)$
$\omega_3 \dots 180^\circ$	$G = 1$	

Hinweis: Diese Tabelle gilt für die Definition der Schweißnahtunregelmäßigkeiten an der Schweißnahtwurzel zwischen Gurt und Strebe. Die Werte für die Schweißnahtspuren $w_{\text{Kronenspitze}}$, w_{Sattel} und $w_{\text{Kronenferse}}$ werden analog bestimmt und können Tab. 5.6 entnommen werden.

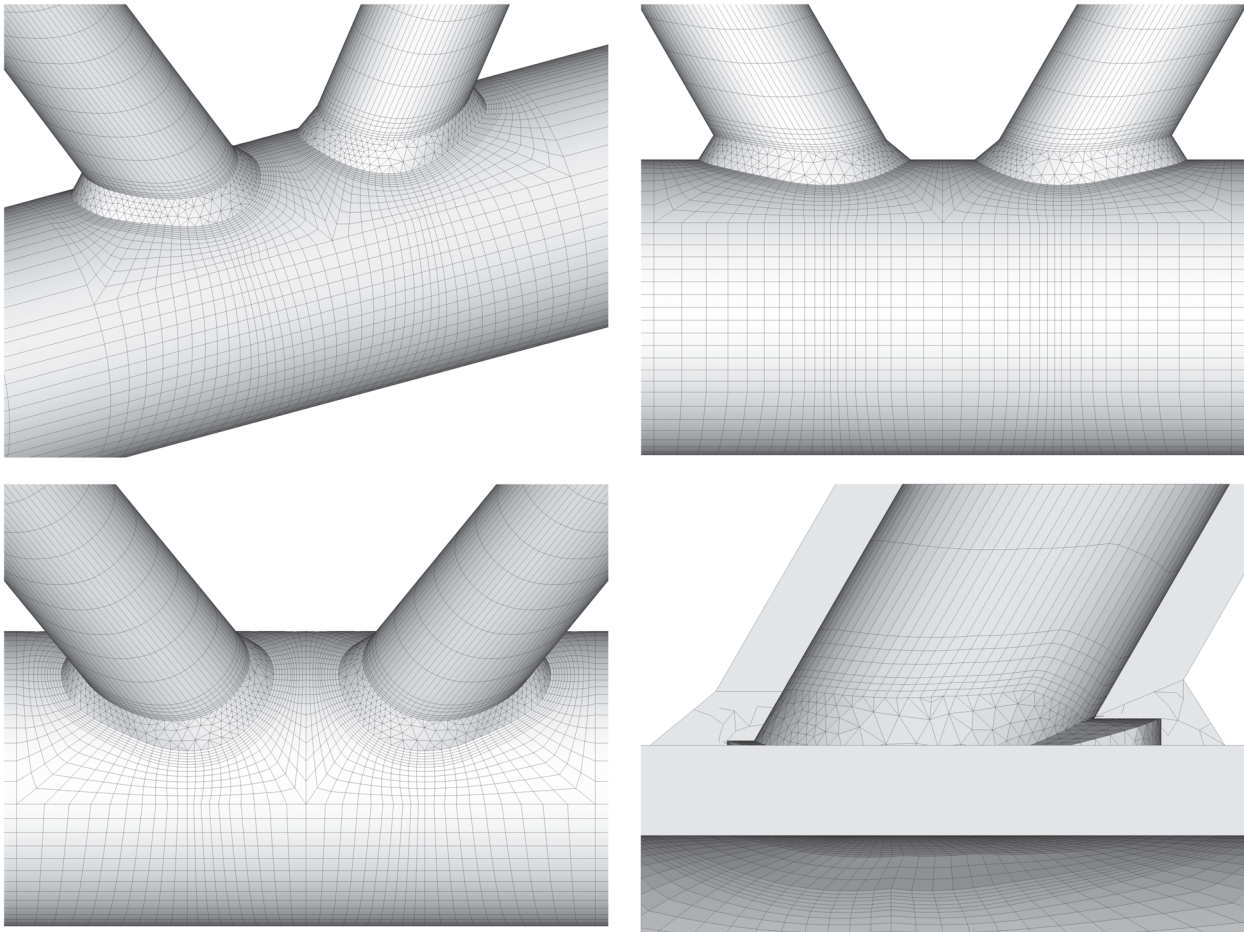


Abb. 5.15: Vernetzung des FE-Modells (HINWEIS: die Elementkanten werden durch den Schnitt durch den Prüfkörper verzerrt dargestellt und entsprechen nicht den in den FE-Modellen vorhandenen Tetraeder-Elementen)

Tab. 5.8: Elementanzahl im FE-Modell

Elementanzahl			
Gurtwand	Strebenwand	Adapter ^a	Schweißnaht
4	3 ^b	6	Tetraeder-Netz
^a Bereich der die rechteckige Vernetzung des Gurtprofils zur Strebenachse hin zusammenführt. ^b Im Vergleich zu [131] reduzierte Elementanzahl.			

5.8.2.4 Verschneidungskurve und Übergangsbereich

Verschneidungskurve. Die Verschneidung zwischen Gurt und Strebe wurde im Rahmen der hier vorgestellten numerischen Untersuchungen mit Hilfe der bereits in [131] hergeleiteten Gleichungen (5.3) bis (5.5) definiert.

$$z(\delta) = \frac{d_1}{2} \cdot \sin \delta \quad (5.3)$$

$$y(\delta) = \sqrt{\left(\frac{d_0}{2}\right)^2 - z(\delta)^2} \quad (5.4)$$

$$x(\delta) = -\frac{d_1}{2 \cdot \sin \theta} \cdot \cos \delta - \frac{0,5 \cdot d_0 - y(\delta)}{\tan \theta} \quad (5.5)$$

Übergangsbereich. Wie bereits erwähnt, sahen die Schweißnähte eine Kombination aus Stumpfnah an der Kronenspitze und Kehlnah an der Kronenferse vor. Der Übergangsbereich dient deshalb dazu, die Stumpfnah gleichmäßig in die Kehlnah zu überführen. Hierbei ist anzumerken, dass innerhalb des Übergangsbereichs durch die unzureichende Durchschweißung weder eine Stumpfnah noch eine Kehlnah vorliegt. Die Winkel, mit denen der Übergangsbereich beschrieben werden kann, sind in Abb. 5.16 schematisch dargestellt und in den Gleichungen (5.6) und (5.7) definiert.

$$\omega_1 = 120^\circ \quad (5.6)$$

$$\omega_3 = \omega_1 + \frac{4 \cdot t_1}{d_1 - t_1} \cdot \frac{180^\circ}{\pi} \quad (5.7)$$

5.8.2.5 Belastung

Die in den numerischen Untersuchungen aufgebrauchte Belastung orientierte sich hauptsächlich an den durchgeführten Ermüdungsversuchen an K-Knoten. In diesen wurden die Prüfkörper ausschließlich unter einer Strebennormalkraft, wie in Abb. 5.17 dargestellt, getestet.

Generell wurden die Lasten im numerischen Modell über Einzelkräfte und Einzelmomente an den Stabelementen aufgebracht. Durch eine starre Kopplung der Stabelemente mit den Gurt- und

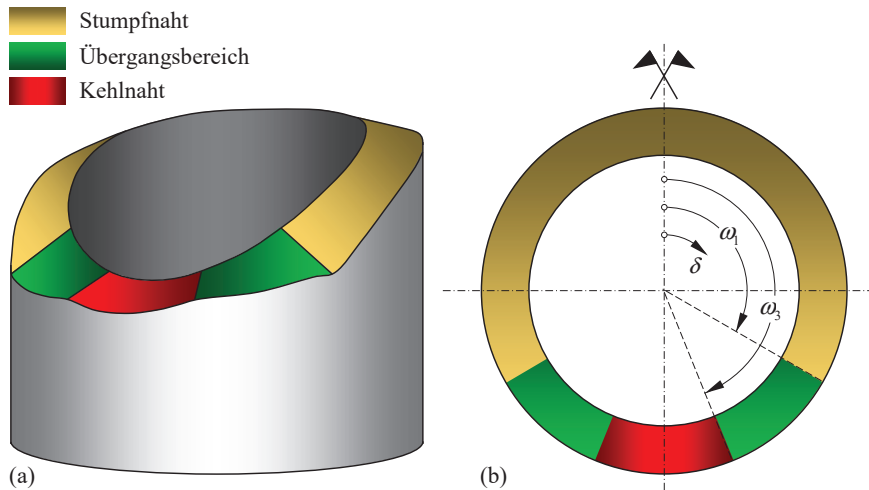
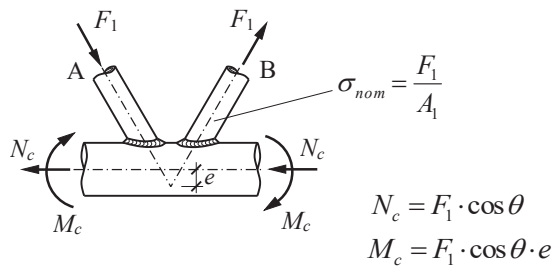


Abb. 5.16: Übergangsbereich im FE-Modell: (a) 3D Schnittkantenmodell des Strebenendes, (b) Implementierter Übergangsbereich im FE-Modell, in Anlehnung an [131, Abb. 14.6]

Strebenenden wurden dann die Lasten in die Hohlprofile eingeleitet, siehe auch Abb. 5.13. Das Vorgehen ist somit analog zu [131]. Aus den Querschnittswerten der Streben (A_1 und W_1) ließen sich anschließend die erforderlichen Einzelkräfte N_1 und Einzelmomente M_1 so bestimmen, dass eine Nennspannung in den Streben von $\sigma_{nom} = 100 \text{ N/mm}^2$ resultierte. Für den aufgebrauchten Lastfall der Strebennormalkraft war es außerdem noch notwendig die kompensierenden Schnittgrößen zu berücksichtigen.



LEGENDE

- A_1, W_1 Querschnittswert des Strebenprofils
- N_c kompensierende Gurtnormalkraft
- M_c kompensierendes Gurtmoment

Abb. 5.17: Untersuchter Lastfall *Strebenormalkraft*

5.8.3 Validierung

Zur Validierung und zur Strukturspannungsbestimmung der Testserien 103, 200 und 201 wurden FE-Modelle mit den gemessenen Geometrien der Prüfkörper Nr. 21, 24 und 27 erstellt und analysiert. Im Gegensatz dazu, mussten die Schweißnahtabmessungen für die Testserien 100 bis 102 je Testserie erst gemittelt werden. Dies lag zum einen daran, dass für die Testserien 100 und 101 keine Prüfkörper mit verdichteten DMS-Netzen zur Verfügung standen. Zum anderen konnte der Prüfkörper Nr. 10 als Teil der Testserie 102 nach dem Ermüdungsversuch nicht zersägt werden, da er zu Demonstrationszwecken im Versuchsstand verblieben ist. Eine Übersicht der berücksichtigten Schweißnahtprofile und -spuren ist hierzu auch in Tab. 5.9 zusammengestellt. Mit den sechs unterschiedlichen FE-Modellen wurden anschließend die Strukturspannungen bzw. SCF-Werte ermittelt (s. Abschnitt 5.8.4) und für die Auswertung in Abschnitt 5.9 verwendet. Die zugrunde

5.8 Numerische Begleituntersuchungen

Tab. 5.9: Geometrie, Schweißnahtdetails und Belastung der FE-Modelle für die Validierung und SCF-Wert Bestimmung

Testserie	100	101	102	103	200	201						
Geometrie	aus allen Prüfkörpern je Testserie gemittelt			von PK Nr. 21	von PK Nr. 24	von PK Nr. 27						
d_0 [mm]	178,7	178,4	178,5	178,6	178,6	178,6						
t_0 [mm]	19,95	20,03	20,08	20,08	20,31	20,13						
d_1^a [mm]	89,4	89,5	89,4	89,6	89,29	89,37						
t_1^a [mm]	12,51	12,44	12,48	12,59	12,39	12,48						
g_L [mm]	56,3	55,8	55,7	55,9	57,8	94,6						
Angesetzte Schweißnahtspuren und -unregelmäßigkeiten an der Kronenspitze												
w_{Gurt}^a [mm]	8,3	8,9	9,1	9,1	0,4	25,5						
w_{Strebe}^a [mm]	13,8	13,3	14,1	10,6	11,9	26,8						
n^a [mm]	0,5	0,6	0,7	8,0	0,2 ^b	10,4						
s^a [mm]	0,8	0,4 ^b	0,5	0,4 ^b	1,2	0,4 ^b						
Angesetzte Schweißnahtspuren und -unregelmäßigkeiten an der Kronenferse												
w_{Gurt}^a [mm]	16,3	15,7	16,4	15,8	14,5	18,4						
w_{Strebe}^a [mm]	17,5	17,3	17,7	16,2	16,0	20,2						
n^a ^c [mm]	-0,9	-4,0	-8,6	0,1	-0,2	-0,9						
s^a [mm]	0,2 ^b	2,3	5,3	0,2 ^b	0,2 ^b	0,2 ^b						
Aufgebrachte Belastung												
Lastfall	$N_{br,ax}$	$N_{ch,ax}$	$N_{br,ax}$	$N_{ch,ax}$	$N_{br,ax}$	$N_{ch,ax}$	$N_{br,ax}$	$N_{ch,ax}$	$N_{br,ax}$	$N_{ch,ax}$	$N_{br,ax}$	$N_{ch,ax}$
$\sigma_{1,ax}$ [N/mm ²]	±100	0	±100	0	±100	0	±100	0	±100	0	±100	0
$\sigma_{0,ax}$ [N/mm ²]	0	±100	0	±100	0	±100	0	±100	0	±100	0	±100
$\sigma_{1,ipb}$ [N/mm ²]	±9	±18	±9	±18	±9	±18	±10,3	±18	±9	±18	±12,6	±18
$\sigma_{0,ipb}$ [N/mm ²]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
LEGENDE:												
<p>a = außen i = innen</p> <p>$n < 0$ ← $n > 0$</p>												
(Bild links aus Tab. 14.1 in [131])												
^a Wert aus Strebe A und Strebe B gemittelt.												
^b Ein noch kleinerer Wert war im Rahmen dieser numerischen Untersuchungen nicht umsetzbar.												
^c Negative Werte für n weisen auf einen tiefen Einbrand hin.												

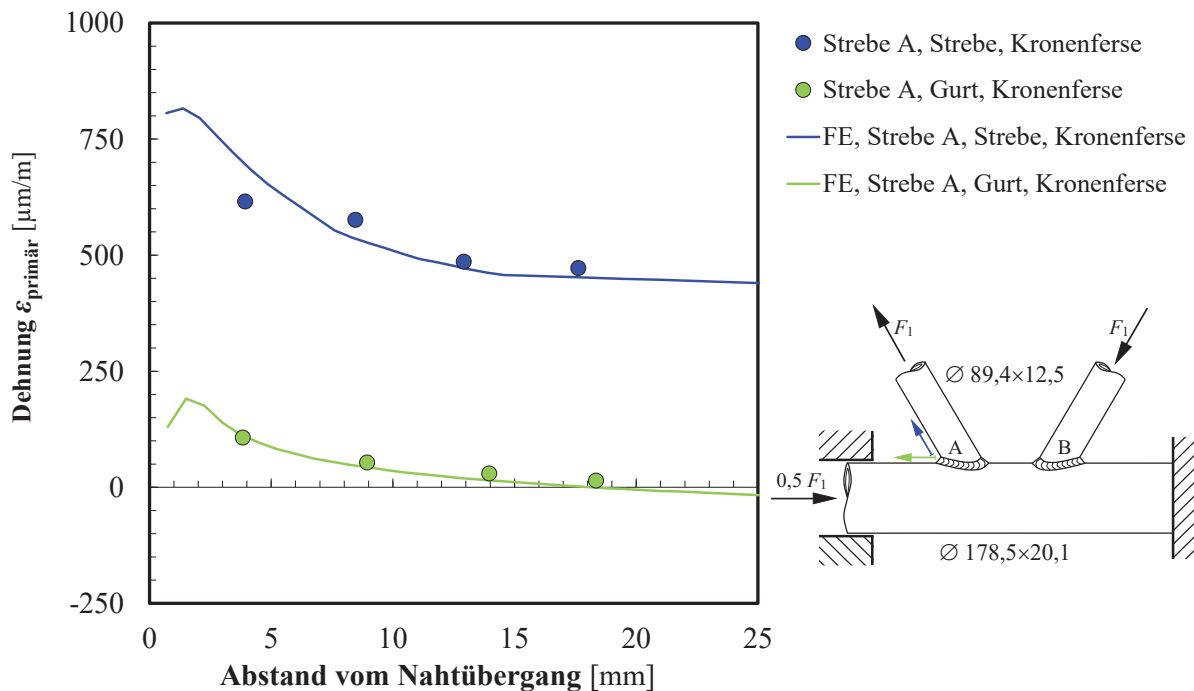


Abb. 5.19: Beispiel für einen Vergleich der gemessenen Dehnungen (Lastfall *Strebennormalkraft* mit $\sigma_1 = 100 \text{ N/mm}^2$ skaliert mit Gl. (5.8)) mit FE-Berechnung, hier Prüfkörper Nr. 10

den numerischen Modellen abgebildet und getroffen werden, vgl. auch Abb. A.20 bis Abb. A.23 in Anhang A.4. Es ist jedoch wichtig darauf hinzuweisen, dass sich Störeinflüsse wie Reibung im Versuchsstand bei geringen Lasten in den Hohlprofilknoten i. d. R. stärker auf die Dehnungsmessungen auswirken und zu größeren Streuungen führen können. Da die Belastung in den statischen Vorversuchen nicht größer sein durfte als in den nachfolgenden Ermüdungsversuchen, durfte auch das Lastniveau nicht beliebig angehoben werden. Die generierten FE-Modelle unter Berücksichtigung der Schweißnahtunregelmäßigkeiten erscheinen aber geeignet zu sein, um Strukturspannungen zu bestimmen. Für genauere Erläuterungen sei an dieser Stelle auf [129] verwiesen.

5.8.4 Strukturspannungsberechnung

Bei der Strukturspannungsberechnung wurde für die Prüfkörper, bei denen der Wanddurchriss am Nahtübergang zum Gurt auftrat, die Strukturspannung an der Kronenspitze auf dem Gurt, bei einem Winkel von 0° nach Abb. 5.8, ausgewertet, siehe hierzu auch Punkt 01 in der Legende von Tab. 5.10. Infolge der erfolgreichen Validierung der FE-Modelle an der Kronenspitze kann angenommen werden, dass an den untersuchten Prüfkörpern mindestens die an dieser Stelle berechnete Strukturspannung als wirksam angesetzt werden kann. Durch die sich versetzt zur Kronenspitze ausgebildeten Ermüdungsriss ist genau genommen mit höheren Strukturspannungen an den beobachteten Rissinitiiierungspunkten zu rechnen. Auch war von vornherein nicht klar, über welchen Winkelbereich und an welcher Strebe die Ermüdungserscheinungen auftreten würden.

Wurde der Wanddurchriss am Nahtübergang zur Strebe detektiert, wurde für diese Prüfkörper

die Strukturspannung an der Kronenspitze auf der Strebe, ebenfalls bei einem Winkel von 0° nach Abb. 5.8, für die Auswertung verwendet, siehe hierzu auch Punkt 11 in der Legende von Tab. 5.10. Dies traf hauptsächlich auf die Prüfkörper Nr. 4 und Nr. 25 zu.

Für die Testserie 103 wurde in allen Fällen ein Schweißnahtversagen bzw. ein Wurzeldurchriss beobachtet. Wie bereits in Abschnitt 4.2 erläutert, ist bei Auftreten eines Wurzelversagens die Anwendung des Strukturspannungskonzeptes eigentlich nicht mehr ohne weiteres möglich. Durch die Verwendung anderer Spannungen und Spannungskomponenten, wie z.B. nach in Abs. 4.2.4 bzw. [211] vorgeschlagen, wäre jedoch eine Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse untereinander nicht mehr gegeben. Für diesen Fall wäre auch ein anderer Kerbfall zugrunde zu legen. Aus diesem Grund wurden für die Versuche der Testserie 103 die Strukturspannungen an der Kronenspitze auf der Strebe (bei 0° nach Abb. 5.8) für die Auswertung verwendet, ähnlich zu dem Vorgehen aus Abs. 4.2.5 oder wie auch in Kap. 6 empfohlen. Die Auswahl und Verwendung dieser Strukturspannung kann dadurch begründet werden, dass die Nahtdicke in den Prüfkörpern der Testserie 103 in allen Fällen kleiner als t_1 gewesen ist (s. auch Abb. A.13) und sich in allen Fällen keine Ermüdungsrisse im Gurt der Hohlprofilknoten ausgebildet haben bzw. der Gurt unberührt geblieben ist. Dieselbe Vorgehensweise wurde auch bei zwei Prüfkörpern der Testserie 201 für die Auswertung umgesetzt (PK Nr. 26 und 27).

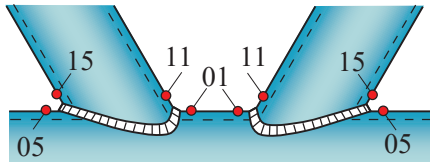
In zwei Versuchen der Testserie 102 konnte ein Wurzelversagen im Übergangsbereich zur Kronenferse hin festgestellt werden. In diesen Fällen wurde auf der sicheren Seite liegend, wie in den restlichen Versuchen derselben Testserie, die Strukturspannung an der Kronenspitze auf dem Gurt ausgewertet (s. Punkt 01 in der Legende der Tab. 5.10). Dies ist vor allem der Tatsache geschuldet, dass eine genaue Abbildung der Schweißnahtwurzeln und der damit erforderlichen Abbildung des Wurzeleinbrands aber auch des Wurzeldurchhangs sowie des verlaufenen Schweißguts in den geometrisch komplexen Übergangsbereichen im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich gewesen ist.

Die jeweils bestimmten und zur Auswertung herangezogenen SCF-Werte sind der Tab. 5.10 zu entnehmen. Folgende Beobachtungen können gemacht werden: Erstens erkennt man anhand des Vergleichs der SCF-Werte zwischen der Testserie 100 und 200 gut und erneut, dass infolge des geringeren Nahtvolumens an der Kronenspitze der Nahtübergang in einen Bereich höherer Beanspruchung verschoben wird, vgl. Abb. 4.6 und Abs. 4.3. Eine Vergrößerung der Strukturspannungen von ca. 30% ist die Folge. Zweitens wird ersichtlich, dass für Kehl- (Testserie 201) und Stumpfnähte (Testserie 100) gleich hohe SCF-Werte erreicht werden, auch wenn sich das Versagen vom Nahtübergang-Gurt zum Nahtübergang-Strebe verschiebt. Drittens lässt sich sagen, dass die geringe Lebensdauer der Versuche der Testserie 103 durch den hohen berechneten SCF-Wert kompensiert wird und abgebildet werden kann. Zuletzt ist erkennbar, dass sich für die Testserien mit Wurzelspalt an den Kronenfersen (Testserien 101 und 102) die SCF-Werte für die Kronenspitze nur geringfügig verringern.

Tab. 5.10: Berechnete und zur Auswertung herangezogene SCF-Werte

Testserie/ Prüfkörper	Auswertungspunkt	Zugrunde gelegte Geometrie	SCF-Wert
100	01	aus allen Prüfkörpern je Testserie gemittelt	1,75
101/PK Nr. 4	11		2,24
101/Rest	01		1,67
102	01		1,67
103	11	von PK Nr. 21	2,48
200	01	von PK Nr. 24	2,3
201	11	von PK Nr. 27	1,75

LEGENDE:



(Bild aus Tab. 14.8 in [131])

5.9 Versuchsauswertung auf Strukturspannungsniveau

Wie bereits in Abschnitt 5.7 auf Grundlage von Nennspannungen geschehen, wird im Folgenden der Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit auf Strukturspannungsniveau hergeleitet. Auch in diesem Fall wurde für die statistische Auswertung der Ermüdungsversuche das Hintergrunddokument [180] oder auch [72] herangezogen. Für die Auswertung auf Strukturspannungsniveau empfiehlt CIDECT [216] jedoch einen Wert von $m = 3$ für eine Bezugswanddicke von 16 mm. Die genaue Vorgehensweise und zugehörigen Formeln sind auch in Anhang F beschrieben.

Die Versuchsergebnisse auf Strukturspannungsniveau sind in Abb. 5.20 dargestellt. Die Strukturspannungsschwingbreiten wurden mit dem in Abschnitt 5.8.2 vorgestellten FE-Modell und den in Tab. 5.10 angegebenen bzw. in Abschnitt 5.8.4 hergeleiteten SCF-Werten ermittelt. Das FE-Modell wurde dabei über Dehnungsmessungen in Abs. 5.8.3 validiert. Die zugrunde gelegten Strukturspannungen sind ergänzend in der Ergebnistabelle zu den Versuchen Tab. 5.4 aufgelistet. Der direkte Vergleich zwischen den beiden Wöhler-Diagrammen in Abb. 5.11 und Abb. 5.20 macht deutlich, dass sich durch eine direkte Modellierung der Schweißnahtunregelmäßigkeiten in den FE-Modellen höhere Strukturspannungen berechnen lassen und damit ihr negativer Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit berücksichtigen lässt. Die Versuchsdaten bilden, darauf aufbauend, ein enges Streuband aus. Im Zuge dessen können auch kleinere Nahtvolumen, wie die der Prüfkörper der Testserie 200, direkt berücksichtigt werden.

Alle Versuchsdaten der Testserien 100 bis 201 sind gemeinsam mit den Versuchsdaten desselben geometrischen Parameterbereichs aus [131] auf Strukturspannungsniveau in Abb. 5.21 eingezeichnet. Die Versuche bilden gemeinsam ein sichtbar enges Streufeld aus. Zur besseren Orientierung ist zusätzlich die Regressionsgerade (Wöhlerlinie mit 50%-Überlebenswahrscheinlichkeit)

5.9 Versuchsauswertung auf Strukturspannungsniveau

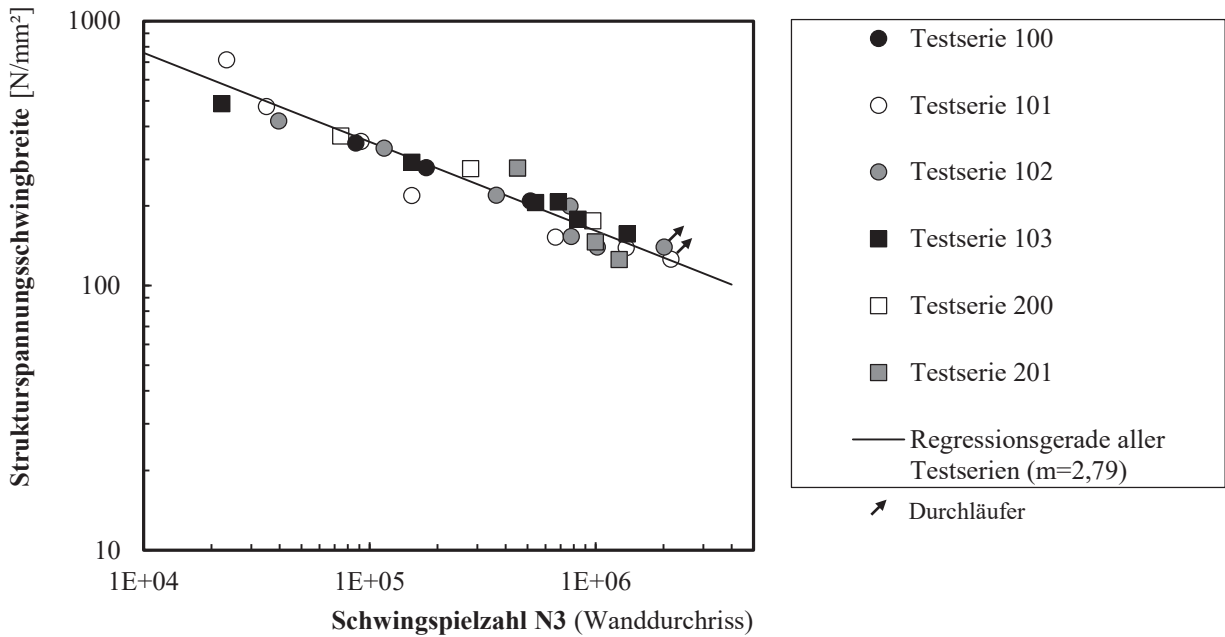


Abb. 5.20: Ergebnisse der Ermüdungsversuche mit Strebennormalkraft auf Strukturspannungsniveau, berechnet mit dem in Abs. 5.8.2 vorgestellten FE-Modell und unter Berücksichtigung der Schweißnahtunregelmäßigkeiten

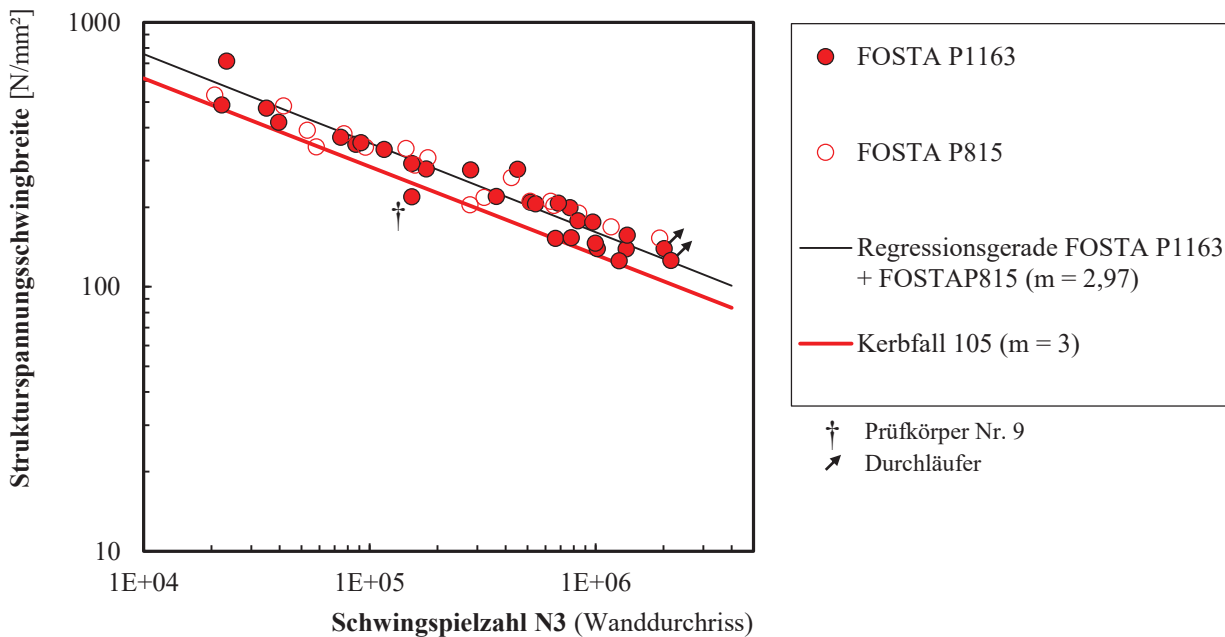


Abb. 5.21: Ergebnisse der Ermüdungsversuche mit Strebennormalkraft auf Strukturspannungsniveau, gemeinsam mit den Versuchsdaten desselben geometrischen Parameterbereichs aus KUHLMANN ET AL. [131]

mit einer Neigung von $m = 2,97$ für alle Versuchsdaten dargestellt. Wie auch schon in Abs. 5.4 erwähnt, erkennt man anhand von Abb. 5.21, dass Prüfkörper Nr. 9 während der statischen Vorbelastung eine Vorschädigung erfahren hat und deshalb aus dem Streuband fällt. Während diese Vorschädigung bei der Auswertung auf Nennspannungsniveau nicht besonders hervortritt, ist jedoch ein nennenswerter Einfluss auf Strukturspannungsniveau zu beobachten. Deshalb wird bei der weiteren Auswertung der Prüfkörper Nr. 9 als Ausreißer angesehen und nicht berücksichtigt. Der charakteristische Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit auf Strukturspannungsniveau bei 2

Millionen Schwingspielen und für eine Steigung der Wöhlerlinie von $m = 3$ lässt sich dann zu $\Delta\sigma_{C,HS} = 105 \text{ N/mm}^2$ bestimmen.

Dabei ist anzumerken, dass noch **keine Modifikationen** für Mittelspannungs- und Wanddicken-einfluss stattgefunden hat. Dieser Wert liegt schon nah an dem in [131] hergeleiteten Wert von 104 N/mm^2 , sodass die Strukturspannungsbestimmung und die erfolgten Annahmen (siehe Abschnitt 5.8.4) als angemessen angesehen werden können. Durch die Modifikationen, vor allem für den Mittelspannungseinfluss, lässt sich jedoch ein nur geringerer Wert von 97 N/mm^2 berechnen. Dieser liegt somit nahe an dem Kerbfall der auch in Abs. 3.3.5 bzw. in Tab. 3.2 hergeleitet wurde. Die leichte Unterschreitung ist vermutlich auf die Streuungen in den Größen der betrachteten Schweißnahtunregelmäßigkeiten innerhalb einer Testserie zurückzuführen.

5.10 Empfehlungen zur konstruktiven Ausführung der Gurt-Streben-Verbindung

Anhand der Untersuchungen in [32], [131] und der experimentellen Ergebnisse an den Testserien 100, 101 und 200 in Abs. 5.6 kann zusammengefasst werden, dass die Schweißnahtwurzelpunkte in der Regel nicht ermüdungsgefährdet sind. Die Ermüdungsschäden bildeten sich jeweils an den Schweißnahtübergängen zum Gurt oder zur Strebe aus. Mit Hilfe der Untersuchungen an den Testserien 102 und 103 in Abs. 5.6 konnte dann der Einfluss der betrachteten Schweißnahtunregelmäßigkeiten auf die Ermüdungsfestigkeit untersucht und quantifiziert werden. In mehreren Versuchen konnte hier ein Schweißnahtversagen beobachtet werden. Darauf aufbauend, aber auch anhand der gemessenen Schweißnahtgeometrien in [131] konnten schließlich Grenzwerte für die betrachteten Schweißnahtunregelmäßigkeiten hergeleitet werden, bei deren Einhaltung ein Schweißnahtversagen vermieden werden kann.

Folgende Empfehlungen können gegeben werden, die auch in die Empfehlungen aus [129] sowie in die kürzlich veröffentlichte DASt-Richtlinie 029 [26] eingeflossen sind. Die hier gegebenen Empfehlungen für die Schweißnahtausführung sind dabei grundsätzlich als Ergänzung zum informativen Anhang E aus DIN EN 1090-2 [50] gedacht.

- Empfohlen wird eine Ausführung der Gurt-Streben-Verbindungen als Stumpfnahat an der Kronenspitze, die in eine Kehlnahat an der Kronenferse übergeht. Die Stumpfnahat erstreckt sich im Regelfall über ca. $2/3$ und die Kehlnahat über ca. $1/3$ des Umfangs.
- Für die Stumpfnahat an der Kronenspitze und an den Satteln wird als Nahtdicke $a \geq t_1$ empfohlen. Eine auslaufende Stumpfnahat bzw. eine zusätzlich aufgelegte Kehlnahat an der Kronenspitze verstärkt die Naht zusätzlich und verringert den Nahtanstiegswinkel sowie die Kerbschärfe und wird deshalb ebenfalls empfohlen, vgl. Abb. 5.22.
- Für die Kehlnahat an der Kronenferse wird eine Schweißnahtdicke von $a = t_1$ empfohlen.
- Die Länge des Übergangsbereiches sollte $2 \cdot t_1$ betragen.
- Für die Wahl der Nahtanfangs- und -endstellen werden die Angaben des informativen Anhang E aus DIN EN 1090-2 [50] empfohlen.

- Bei nicht durchgeschweißten Stumpfnähten an der Kronenspitze sollten die Reststege Grenzwerte von $n \leq 2,5 \text{ mm}$ oder bezogen auf die Strebenwanddicke von $n/t_1 \leq 0,2$ nicht überschreiten. Voraussetzung ist, dass eine ausreichend große Schweißnahtdicke ausgeführt wird, die mit der in Abb. 5.22 angedeuteten auslaufenden Stumpfnahnt bzw. aufgelegten Kehlnahnt sichergestellt werden kann.
- Wurzelspalte zwischen Guroberfläche und aufgesetzter Strebe bzw. schlechte Passungen an den Kehlnähten sollten die Grenzwerte von $s \leq 3,0 \text{ mm}$ oder bezogen auf die Strebenwanddicke von $s/t_1 \leq 0,25$ nicht überschreiten.

In Abb. 5.22 sind hierzu die Schweißnahtdetails dargestellt. Für detaillierte Empfehlungen für die Planung, Bemessung, den Zuschnitt, die Schweißung sowie für die Quantifizierung der ausgeführten Schweißnahtgeometrien wird an dieser Stelle auf [129, Kap. 8] verwiesen.

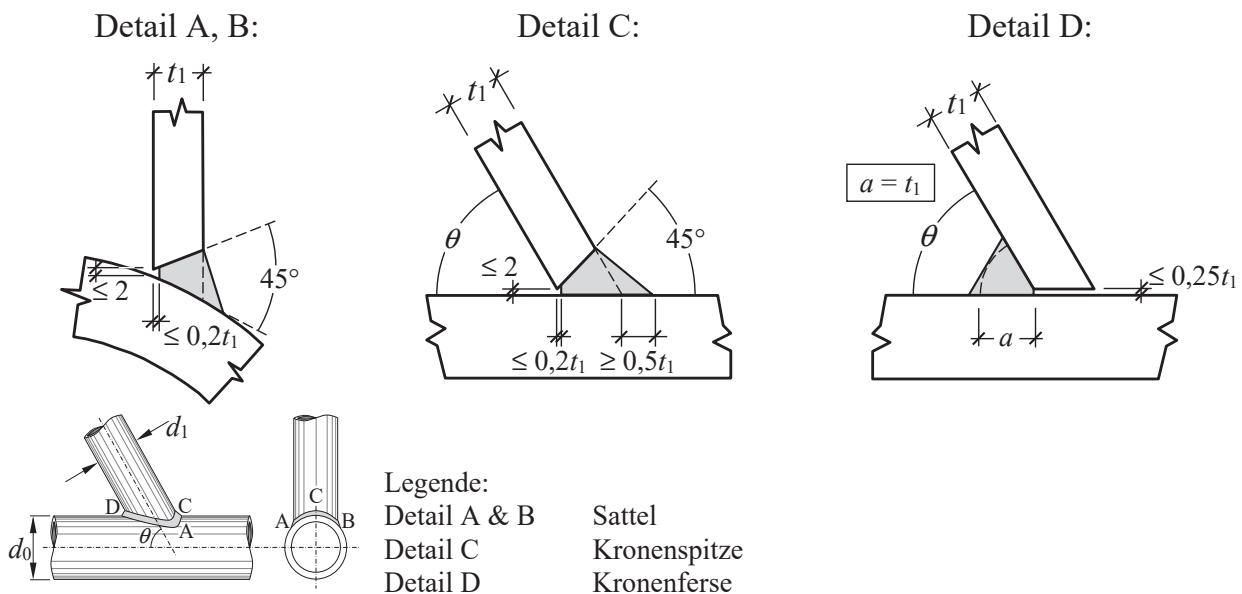


Abb. 5.22: Empfohlene Schweißnahtdetails für die Ausführung der Gurt-Streben-Verbindung mit empfohlenen Grenzwerten für Reststege an den Kronenspitzen und Wurzelspalte an den Kronenfersen, Abmessungen in [mm]

5.11 Zusammenfassung

Die hier vorgestellten Ermüdungsversuche teilten sich generell in sechs Testserien auf, um die Einflüsse unterschiedlicher Schweißnahtunregelmäßigkeiten und variierender Schweißnahtkonfigurationen zu untersuchen. Dazu zählten Wurzelspalte an den Kronenfersen (Testserien 101 und 102), Reststege bzw. nicht durchgeschweißte Stumpfnähte an den Kronenspitzen (Testserie 103), Reduzierte Schweißnahtvolumen (Testserie 200) sowie die Ausführung umlaufender Kehlnähte (Testserie 200). Drei zusätzliche Prüfkörper ohne planmäßige Schweißnahtunregelmäßigkeiten, aber mit derselben Schweißnahtgeometrie, wie sie in [131] umgesetzt worden ist, wurden als Referenz ermüdungstechnisch untersucht. Je Testserie wurde außerdem mindestens ein Prüfkörper (außer Testserie 201) mit gefrästen Schweißnahtvorbereitungen vorgesehen.

Noch vor der eigentlichen Auswertung wurde festgestellt, dass sich die Rissinitiierung vor allem für die Prüfkörper mit Reststegen an der Kronenspitze an die Schweißnahtwurzelpunkte verschiebt. Auch umlaufende Kehlnähte an dickwandigen K-Knoten bergen ein erhöhtes Risiko für ein Wurzelversagen. Für Prüfkörper mit 6 mm Wurzelspalt an den Kronenfelsen besteht ebenfalls das erhöhte Risiko der Rissbildung an den Schweißnahtwurzeln, jedoch im Übergangsbereich zwischen Stumpf- und Kehlnaht (bei einem umlaufenden Strebenwinkel von ca. 130°).

Eine statistische Auswertung konnte abschließend auf Nennspannungsniveau zum einen und auf Grundlage von Strukturspannungen zum anderen durchgeführt werden. Unter Berücksichtigung von Nennspannungen sind negative Einflüsse besonders für nicht durchgeschweißte Stumpfnähte an den Kronenspitzen zu erkennen. Auch zeigt die Ausführung reduzierter Schweißnahtvolumen einen Einfluss auf die Lebensdauer der Hohlprofilknoten. Die sich ergebende Ermüdungsfestigkeit wurde hierzu ermittelt und vorgestellt.

Zur Strukturspannungsermittlung wurden mit Hilfe des FE-Programms ANSYS 16.2 numerische Modelle aus [131] so modifiziert, dass Unregelmäßigkeiten an den Schweißnahtwurzelpunkten direkt und parametrisiert berücksichtigt werden konnten. Mit Hilfe von Dehnungsmessungen konnten dann die erstellten numerischen Modelle für die einzelnen Testserien validiert und die SCF-Werte ermittelt werden. Der ausgeprägte Einfluss der Schweißnahtunregelmäßigkeiten ist auf Strukturspannungsniveau nicht mehr eindeutig erkennbar, da die Unregelmäßigkeiten in den FE-Modellen eine unmittelbare Berücksichtigung fanden. Die sich ergebende Ermüdungsfestigkeit wurde auch auf Strukturspannungsniveau berechnet und präsentiert. Als Abbruchkriterium wurde in allen Versuchen der Wanddurchriss (N3) angesetzt.

Abschließend wurden Empfehlungen für die Nahtausführung gegeben, mit denen eine ungünstige Rissbildung von den Nahtwurzelpunkten aus vermieden werden kann.

Vereinfachtes Bemessungskonzept für Schweißnahtwurzelpunkte in K-Knoten aus Rundhohlprofilen

6.1 Einleitung

Dadurch, dass sich von den beiden in Kap. 5 betrachteten Schweißnahtunregelmäßigkeiten nur die Reststege der Testserie 103 negativ auf die Ermüdungsfestigkeit auswirkten und zu Wurzelversagen führten, bilden in den hier vorgestellten Betrachtungen ebenfalls nur Schweißnahtwurzeln mit Reststegen bzw. K-Knoten mit ungenügender Durchschweißung an den Kronenspitzen den Schwerpunkt. Im Rahmen dieses Kapitels wird dabei zuerst untersucht und geprüft, ob die in Abs. 4.2.4 erwähnten Methoden zur Bemessung von Schweißnahtwurzelpunkten einfach umsetzbar und für K-Knoten aus Rundhohlprofilen praktikabel sind. Darauf aufbauend wird anschließend eine einfache und leicht handhabbare Möglichkeit zur Bemessung vorgestellt.

6.2 Bisherige Bemessungsansätze

Methode der SLV Halle. Als erste Möglichkeit wurde in Abs. 4.2.4 die Umrechnungsmethode von KOTOWSKI ET AL. [38, 125] (SLV Halle) vorgestellt. Hierbei können für unterschiedliche Schweißnahtstöße die Ermüdungsfestigkeiten der Nahtwurzeln über einen Umrechnungsfaktor q aus den Ermüdungsfestigkeiten der Nahtübergänge umgerechnet werden. Dabei ist das Detail der Schweißnaht mit Hilfe einer numerischen Modellierung auf Grundlage des Kerbspannungskonzeptes zu entwickeln und die Kerbwirkungszahlen am Nahtübergang $\beta_{k, \text{Übergang}}$ und an der Nahtwurzel $\beta_{k, \text{Wurzel}}$ zu bestimmen. Mit dem Verhältnis der numerisch bestimmten Kerbspannungen von Wurzel und Übergang q nach Gl. (6.2) wird dann die Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit der Wurzel ermöglicht.

$$\Delta\sigma_{C,HS,Wurzel} = q \cdot \Delta\sigma_{C,HS,Übergang} \quad (6.1)$$

$$\text{mit } q = \frac{\beta_{k, \text{Übergang}}}{\beta_{k, \text{Wurzel}}} = \frac{\sigma_{\text{notch}, \text{Übergang}}}{\sigma_{\text{notch}, \text{Wurzel}}} \quad (6.2)$$

Die Untersuchungen in [125] oder auch darauf aufbauend in [188] (siehe auch [131, Kap. 12]) konnten zeigen, dass die Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit der Nahtwurzeln mit Hilfe des Umrechnungsfaktors q gute Ergebnisse liefert. Der Ermüdungsnachweis an der Wurzel wird anschließend über die, wie üblich, am Schweißnahtübergang berechnete Strukturspannung geführt.

Für die Bemessung der Schweißnahtwurzeln von K-Knoten aus Rundhohlprofilen ist diese Methode jedoch als eher ungeeignet anzusehen. Mehrere Gründe können hierzu genannt werden:

1. Diese Methode erfordert grundsätzlich die Anwendung des Kerbspannungskonzepts und damit die numerische Modellierung und sehr feine Vernetzung der Naht. In [188, Abs. 6.2] wurde zwar festgestellt, dass die ermittelten Ermüdungsfestigkeiten der Hohlprofilknoten aus [131] auf Kerbspannungsniveau unterhalb des zugrunde zu legenden Werts von 225 N/mm^2 (nach [111, Abs. 3.4.1]) liegen, trotzdem wäre die direkte Anwendung des Kerbspannungskonzepts möglich.
2. In [38] wurde z. B. für den T-Stoß festgestellt, dass der Abminderungsfaktor q auch von der Blechdicke abhängt. Als Ursache wurde dabei die rechnerische Schwächung des Bleches infolge der Wurzelausrundung identifiziert. Für K-Knoten wird die Abhängigkeit des Faktors q von der Gurt- und Strebenwandung ebenfalls vorhanden sein. Eine Abhängigkeit von den Knotenparametern wäre ebenso wahrscheinlich. Die einfache Angabe eines q -Faktors für K-Knoten wäre deshalb nicht ohne Weiteres möglich und würde eine Berechnung der Umrechnungsfaktoren über umfangreiche Parameterstudien an fein vernetzten FE-Modellen erfordern. Auch eine Abhängigkeit der Umrechnungsfaktoren vom jeweiligen Lastfall müsste überprüft werden.
3. Als weiteren Parameter wäre die in dieser Arbeit untersuchte Schweißnahtunregelmäßigkeit der *ungenügenden Durchschweißung* zu betrachten. In [129, Abs. 4.3.4] konnte hierzu beispielsweise festgestellt werden, dass die Kerbspannungen an den Nahtwurzelpunkten in K-Knoten stark von der Größe der Reststege abhängen.

Von einer näheren Betrachtung dieser Methode zur Bemessung von Schweißnahtwurzelpunkten von K-Knoten aus Rundhohlprofilen wird deshalb abgesehen.

Methode nach XIAO & YAMADA. Eine weitere Möglichkeit, die in Abs. 4.2.4 vorgestellt wurde, ist der Ansatz von XIAO & YAMADA [211]. Hier wird die Spannung in einem Abstand von 1 mm zur Nahtwurzelspitze bzw. zur Spitze des Rissausgangspunktes als Strukturspannung definiert und ausgewertet. Die so bestimmte Spannung wird deshalb auch *ein Millimeter Spannung* genannt. Der Auswertungspunkt muss sich dabei auf dem erwarteten Rissausbreitungspfad befinden. Aus numerischen Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass die Spannung in einem 1 mm-Abstand unabhängig von der Geometrie des Schweißnahtwurzelpunktes ist und wie für Strukturspannungen üblich nur von der globalen Schweißnahtgeometrie abhängt. Voraussetzung für die Anwendung als Nachweismethode ist jedoch die Kenntnis über die Geometrie der Schweißnahtwurzel bzw. des Reststeiges an der Nahtwurzel, die anschließend extrem fein vernetzt (Kantenlänge 0,05 mm) werden muss. Welche Spannungskomponente auszuwählen ist, wird nicht genannt. Die Verwendung der Hauptspannung wird hierzu von FRICKE [89] empfohlen. Für die Bemessung der Wurzel ist schließlich eine eigens hierfür hergeleitete Ermüdungsfestigkeit zu verwenden, die weit geringer ist als die Ermüdungsfestigkeiten auf Strukturspannungsniveau für Schweißnahtübergänge.

Auch diese Methode wird für die Bemessung der Schweißnahtwurzeln von K-Knoten aus Rundhohlprofilen als eher ungeeignet angesehen. Mehrere Gründe können auch hierzu genannt werden:

1. Um diesen Bemessungsansatz anwenden zu können, muss nach [211] die Geometrie der Schweißnahtwurzel bzw. das Schweißnahtprofil bekannt sein. Dies ist jedoch nur selten tatsächlich der Fall. Vor allem dann, wenn nur einseitige Schweißungen möglich sind, ist der Zustand der Schweißnahtwurzel nicht eindeutig feststellbar. Eine Methode zur Bestimmung der Schweißnahtunregelmäßigkeiten in K-Knoten mittels der Phased-Array Technik wurde hierzu in [129] vorgestellt.
2. Der Auswertungspunkt, an dem die Spannungen für die Auswertung bestimmt werden, sollte auf dem Pfad des erwarteten Risswachstums liegen. In vielen Fällen ist jedoch nicht eindeutig vorhersagbar, auf welchem Pfad sich der Riss ausbildet. Insbesondere dann, wenn die Schweißnaht Unregelmäßigkeiten aufweist, kann der Rissausbreitungspfad nicht eindeutig vorherbestimmt werden.
3. Die Anwendung dieser Methode erfordert ebenfalls eine extrem feine Vernetzung des numerischen Modells (Kantenlänge 0,05 mm), an dem anschließend die Spannung bestimmt werden muss. Die Anwendung des Kerbspannungskonzepts stellt ggf. keinen viel größeren Aufwand dar. Darüber hinaus ist nicht eindeutig festgelegt, welche Spannungskomponente für die Auswertung verwendet werden sollte. Beim Kerbspannungskonzept ist das klar definiert, vgl. [88], sodass das Kerbspannungskonzept nach Ansicht des Autors dieser Methode vorzuziehen ist.
4. Für die Bemessung der Wurzel ist schließlich eine eigens hierfür hergeleitete Ermüdungsfestigkeit zu verwenden, die jedoch auch anhand von experimentellen Untersuchungen validiert werden sollte. Im Falle der K-Knoten aus Rundhohlprofilen ist das schwierig, da es bisher nur wenige experimentelle Untersuchungen gibt, in denen tatsächlich Wurzelversagen eingetreten ist. Das i. d. R. günstige Ermüdungsverhalten von Rundhohlprofilknoten führt vorrangig zu einer Rissbildung an den Schweißnahtübergängen und nur in Ausnahmefällen zu einem Wurzelversagen, vgl. auch Abs. 1.2.

Deshalb wird auch von einer näheren Betrachtung dieser Methode zur Bemessung von Schweißnahtwurzelpunkten von K-Knoten aus Rundhohlprofilen abgesehen.

6.3 Vereinfachtes Bemessungskonzept auf Grundlage von Strukturspannungen

6.3.1 Überblick

Aus den vorgestellten Ansätzen zum Nachweis der Schweißnahtwurzeln von Rundhohlprofilknoten wird klar, dass man bisher nicht ohne aufwendige numerische Untersuchungen auskommt. Das hier vorgestellte Bemessungskonzept soll an dieser Stelle anknüpfen.

In Abs. 5.10 wurden Grenzwerte für die Schweißnahtunregelmäßigkeit der ungenügenden Durchschweißung angegeben, bis zu denen kein Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit zu erwarten ist. Die zielsichere Bestimmung der Reststeggröße ist jedoch noch immer als schwierig einzustufen.

Nach DNV [69, S. 132] können an den Wurzelpunkten sogar Schweißnahtunregelmäßigkeiten mit Größen von bis zu 5 mm trotz einer genauen Prüfung unentdeckt bleiben. Um dem entgegenzuwirken, wurde in [129] eine Prüfmethode auf Grundlage der Phased-Array Technik (Ultraschallprüfung) vorgestellt, jedoch weist auch diese Messunsicherheiten in Höhe von ± 1 mm auf (vgl. [129, Abs. 7.2.3]), was vor allem bei kleinen Strebenwanddicken (z. B. von 4 mm) als verhältnismäßig groß einzustufen ist. Zudem spielen auch die Fertigkeiten und Erfahrungen des Ultraschall-Prüfers eine Rolle. Um gegebenenfalls auch bei Reststegen mit $n/t_1 > 0,2$ eine aufwendige Reparatur der Schweißknoten zu vermeiden, da dann eventuell die Schweißnahtwurzel maßgebend werden könnte, wird in diesem Abschnitt eine einfache Möglichkeit zur Schweißnahtwurzelbemessung von Rundhohlprofilknoten gegeben. Diese ermöglicht es, auch planenden Ingenieurbüros oder ausführenden Stahlbauunternehmen bei der Bemessung von K-Knoten eine gewisse Planungssicherheit zu geben, in denen mit eventuell größeren Unregelmäßigkeiten zu rechnen ist, wie z. B. in K-Knoten, die ggf. unter schwierigen Bedingungen geschweißt werden müssen (z. B. über Kopf bei großen Dreigurtbindern).

Zur Schweißnahtwurzelbemessung empfiehlt DNV in [69, S. 132] eine Bestimmung der Spannungen an den Schweißnahtwurzeln unter Verwendung der Nennspannungen in der Bezugsstrebe $\Delta\sigma_{\text{nom}}$ und eines Werts $\text{SCF}_{\text{inside}}$, der aus dem Wert $\text{SCF}_{\text{brace}}$ für den Schweißnahtübergang zur Strebe abgeleitet wird, vgl. auch Abs. 4.2.5 sowie Gl. (4.2). Der Nachweis ist dann unter Ansatz des Kerbfalls 36 aus [58] zu führen.

In Kap. 5 wurde bei der Auswertung der Ermüdungsversuche der Testserie 103 ebenfalls die Strukturspannung an den Nahtübergängen zu den Streben betrachtet, vgl. Abs. 5.8.2.2. Die in den Prüfkörpern gemessenen Schweißnahtunregelmäßigkeiten wurden außerdem bei der Modellierung der FE-Modelle direkt berücksichtigt. Die geringe Standardabweichung der Versuche der Testserie 103 in Abb. 5.20 auf Basis von Strukturspannungen (Für die Testserie 103 lässt sich diese zu 0,1319 bzw. 1,35 N/mm² berechnen) spricht grundsätzlich für eine Anwendbarkeit dieser Abschätzung, auch wenn es nach [69] als eher konservativ anzusehen ist. Im Rahmen des vereinfachten Bemessungskonzepts sind somit zuerst die Strukturspannungen an den Nahtübergängen zu bestimmen. Über einen Korrekturfaktor ist hieraus anschließend die Strukturspannung an der Nahtwurzel zu berechnen. Für den Nachweis kann schließlich der übliche charakteristische Referenzwert $\Delta\sigma_{\text{C,HS}}$ der Ermüdungsfestigkeit auf Strukturspannungsniveau bei 2 Millionen Schwingspielen für die Referenzwanddicke 16 mm und eine Überlebenswahrscheinlichkeit von 95% verwendet werden. Dieses Verfahren soll somit eine Alternative zu DNV [69, S. 132] darstellen, das im Gegensatz zu [69] keine Mischung des Nenn- und Strukturspannungskonzepts vorsieht.

Um eine einfache Anwendung dieser Methode zu ermöglichen und um den in der Praxis tätigen Ingenieuren eine Hilfestellung bei der Bemessung von Schweißnahtwurzeln zu geben, ohne eine aufwendige numerische Modellierung durchführen zu müssen, wurde auf Grundlage einer umfangreichen Parameterstudie ein erstes Tafelwerk zur Bestimmung dieser Korrekturfaktoren und zur Anpassung von SCF-Werten zusammengestellt. Dieses kann als Ergänzung zu den Tafelwerken zur Bestimmung von SCF-Werten an K-Knoten ohne Schweißnahtunregelmäßigkeiten aus [131, Kap. 14] angewendet werden. In den folgenden Abschnitten wird auf die Herleitung und die hierzu durchgeführte numerische Parameterstudie eingegangen. Als Ergebnis wird anhand

eines Beispiels die Effizienz des Konzepts verdeutlicht.

6.3.2 Numerische Parameterstudie

Im Rahmen der numerischen Parameterstudie wurde das gleiche validierte numerische FE-Modell verwendet, das auch in Abs. 5.8 zur Bestimmung von Strukturspannungen an den untersuchten Prüfkörpern verwendet worden ist. D. h. in der Parameterstudie wurden nur ebene K-Knoten mit einer Kombination aus Stumpf- und Kehlnaht als Gurt-Streben-Verbindung betrachtet. Schweißnahtunregelmäßigkeiten wurden dabei direkt bei der Modellierung berücksichtigt. Die generelle Geometrie der Stumpfnah an der Kronenspitze wies im Wesentlichen jedoch einen großen Unterschied auf. Im Vergleich zum Detail A in Tab. 5.6, das sich an der gefrästen Kantenvorbereitung der Testserie 103 orientierte, berücksichtigte die angepasste Geometrie die in der Praxis übliche Schweißkantenvorbereitung sowie einen Nahtöffnungswinkel von $\varepsilon = 45^\circ$, siehe Abb. 6.1. Damit wurde auf eine realitätsnähere Abbildung der sich ergebenden Schweißnahtgeometrien abgezielt. Für weitere Details zum FE-Modell wird an dieser Stelle auf Kap. 5 verwiesen.

Ziel der Parameterstudie war die Bereitstellung von weiteren Korrekturfaktoren K_n in Abhängigkeit der Reststeggröße n bzw. des Verhältnisses von Reststeggröße zu Strebenwanddicke n/t_1 . Mit Hilfe der neuen Korrekturfaktoren ist die Anpassung der Spannungskonzentrationsfaktoren (SCF), die anhand der Tabellenwerke aus [131, Kap. 14] bestimmt werden, an K-Knoten mit Schweißnahtunregelmäßigkeiten möglich und der Nachweis der Nahtwurzel durchführbar. Ein Abgleich der SCF-Werte für nahezu *keine* Schweißnahtunregelmäßigkeit ($n/t_1 \approx 0$) mit den Werten aus [131, Kap. 14] bestätigte die Eignung der FE-Modelle. Die einzelnen Faktoren stellen dabei grundsätzlich das Verhältnis der SCF-Werte für $n/t_1 \approx 0$ und $n/t_1 \neq 0$ dar, vgl. Gl. (6.3). Die Variationsbereiche der betrachteten Parameter sind in Tab. 6.1 zusammengestellt.

$$K_n = \frac{SCF_{n/t_1 \neq 0}}{SCF_{n/t_1 \approx 0}} \quad (6.3)$$

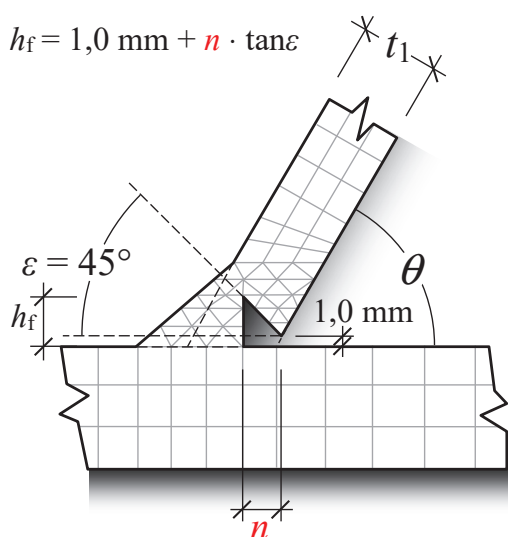


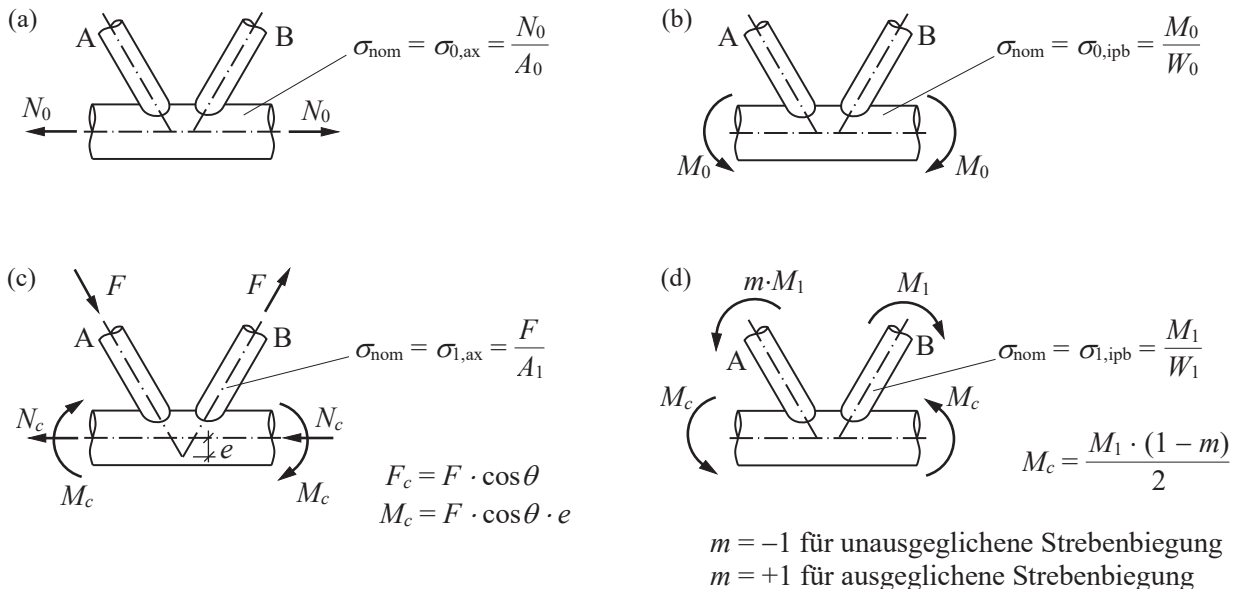
Abb. 6.1: FE-Modellierung der Kronenspitze im Rahmen der Parameterstudie

6.3 Vereinfachtes Bemessungskonzept auf Grundlage von Strukturspannungen

Tab. 6.1: Variationsbereiche der betrachteten Parameter

Parameter	Variationsbereich
Gurtschlankheit γ	4; 8; 12
Durchmesser Verhältnis β	0,5; 0,6
Wanddickenverhältnis τ	0,25; 0,5; 0,75
Strebenneigung θ	45; 60
Elementarlastfall	Gurtnormalkraft; Gurtbiegung in der Strebenebene; Strebennormalkraft; Strebenbiegung (ausgeglichen und unausgeglichen)
Spaltmaß g_L	$g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$; $g_L = 2,0 \cdot g_{L,\min}$ mit $g_{L,\min}$ nach Gl. (5.1).
Bezogene Reststeggröße n/t_1	0,3; 0,4

In Anlehnung an [131] wurden die Knotenparameter γ , β , τ und θ variiert sowie fünf Elementarlastfälle untersucht, vgl. Abb. 6.2. Zusätzlich wurden zwei unterschiedliche Spaltmaße g_L zwischen den Streben betrachtet. Zur Bestimmung der Korrekturfaktoren K_n , die die Einflüsse aus einer ungenügenden Durchschweißung an den Kronenspitzen abbilden, wurden schließlich vier unterschiedliche Verhältnisse von n/t_1 berücksichtigt, wobei das Verhältnis $n/t_1 \approx 0$ dazu diente, die berechneten SCF-Werte mit denen aus [131] abzugleichen und auch die unterschiedlichen FE-Modelle in gewisser Hinsicht zu validieren. Außerdem wurde das Verhältnis $n/t_1 = 0,2$



LEGENDE

- A_0, W_0 Querschnittswerte des Gurtprofils
- A_1, W_1 Querschnittswerte des Strebenprofils
- N_c kompensierende Normalkraft
- M_c kompensierendes Moment

Abb. 6.2: Untersuchte Lastfälle in der Parameterstudie: (a) Gurtnormalkraft, (b) Gurtbiegung in der Strebenebene, (c) Strebennormalkraft, (d) Strebenbiegung in der Strebenebene (Bild entnommen aus [131, Abb. 14.7])

untersucht, das jedoch grundsätzlich bei der Bemessung vernachlässigt werden kann, vgl. auch Abb. 5.22. Im weiteren Verlauf werden deshalb nur zwei Werte von $n/t_1 > 0,2$ näher betrachtet. Insgesamt ergaben sich somit 720 relevante Parameterkombinationen.

In allen Berechnungen betrug der Gurtdurchmesser $d_0 = 400$ mm und entsprach somit dem Gurtdurchmesser in der Parameterstudie aus [131] oder den Empfehlungen in [174, S. 96]. Während SCF-Werte generell getrennt für Gurt und Strebe zu berechnen sind, gelten die hier angegebenen Korrekturfaktoren K_n ausschließlich für den Schweißnahtübergang zur Strebe und ausschließlich für die Kronenspitze der K-Knoten, siehe Stelle 11 im Bild in Tab. 5.10. Dies liegt daran, dass die K_n -Werte einen vernachlässigbaren Einfluss der ungenügenden Durchschweißungen auf die SCF-Werte an den Gurten erkennen ließen (Stelle 1 im Bild in Tab. 5.10). Dies konnte auch in den numerischen Voruntersuchungen aus [129, Abb. 4.12] beobachtet werden. Auf der sicheren Seite liegend werden die vorgestellten K_n -Werte auch für die Stellen 12 und 18 bzw. für einen Bereich des umlaufenden Strebenwinkels nach Abb. 5.8 von -45° bis $+45^\circ$ empfohlen. Die ermittelten Korrekturfaktoren für Strebenbelastung sind in den Tab. B.1 bis B.12 in Anhang B zusammengestellt. Eine Tabelle zur Bestimmung der Korrekturfaktoren für Strebenormalkraft, $n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$ ist zur Verdeutlichung in Tab. 6.2 wiedergegeben. Es lässt sich erkennen, dass in Abhängigkeit der Knotenparameter γ , τ , β und θ der Korrekturfaktor leicht abgelesen werden kann. Für Zwischenwerte darf hierbei interpoliert werden. Im Allgemeinen zeigen die aufgelisteten Korrekturfaktoren erwartungsgemäß eine Zunahme mit größer werdendem n/t_1 -Verhältnis. Aus Tab. 6.2 kann auch geschlossen werden, dass sich für Strebenormalkraft mit zunehmender Gurtschlankheit die Korrekturfaktoren K_n erhöhen. Für $\tau = 0,75$ bleiben die Faktoren jedoch nahezu gleich. Für die restlichen Knotenparameter kann jedoch keine klare Tendenz festgestellt werden. Die Einflüsse einer ungenügenden Durchschweißung scheinen zudem bei dem Lastfall *ausgeglichenere Strebenbiegung* am geringsten ausgeprägt zu sein.

Tab. 6.2: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,3$, $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$ und Strebenormalkraft

$n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,10
			60	1,07
		0,6	45	1,09
			60	1,08
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,04
		0,6	45	1,00
			60	1,02
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,01
		0,6	45	1,00
			60	1,02
8	0,25	0,5	45	1,11
			60	1,09
		0,6	45	1,13
			60	1,14
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,02
		0,6	45	1,01
			60	1,03
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
12	0,25	0,5	45	1,16
			60	1,12
		0,6	45	1,21
			60	1,15
	0,5	0,5	45	1,01
			60	1,01
		0,6	45	1,01
			60	1,03
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,01

In Fällen einer reinen Gurtbelastung sind die Korrekturfaktoren ebenfalls angegeben (Tab. B.13 bis B.20 in Anhang B). Hierbei ist anzumerken, dass die ursprünglichen SCF-Werte für den Nahtübergang zur Strebe generell sehr gering sind ($SCF \ll 0,29$ für Gurtnormalkraft und $0,46$ für Gurtbiegung), sodass schon nur geringe Änderungen in den SCF-Werten zu größeren Korrekturfaktoren K_n führten.

Da es sich bei diesem Bemessungskonzept um ein vereinfachtes Nachweisverfahren handelt, werden gegebenenfalls günstig wirkende Reststege vernachlässigt und die Korrekturfaktoren K_n zu 1 gesetzt. Günstige Effekte, d. h. K_n -Werte kleiner 1, können zum Beispiel dann entstehen, wenn die Reststege bei großen Strebenwanddicken zu einer Reduktion der Anschlusssteifigkeit führen und daraus eine Verringerung der Spannungen resultiert. In diesen Fällen entspricht der Wurzelnachweis dem des Nahtübergangs zur Strebe.

6.3.3 Ermüdungsnachweis der Schweißnahtwurzeln

Für den Nachweis der Schweißnahtwurzeln ist zuerst der SCF-Wert für den betrachteten K-Knoten ohne Schweißnahtunregelmäßigkeit zu bestimmen. Maßgebend ist dabei der Nahtübergang zur Strebe, an der Kronenspitze bzw. bei einem umlaufenden Strebenwinkel von 0° nach Abb. 5.8 (vgl. auch Stelle 11 in Tab. 5.10). Hierzu sind, wie bereits erwähnt, die Tafeln in [131, Kap. 14] zu verwenden. Ausgangspunkt stellen hierbei die Basiswerte SCF^0 dar, die für K-Knoten mit $\gamma = 12$ und $\tau = 0,5$ gelten. Mit dem ersten Korrekturfaktor K_1 lassen sich anschließend diese Basiswerte an K-Knoten mit $\gamma \neq 12$ und $\tau \neq 0,5$ anpassen. Zwei weitere Faktoren ermöglichen dann die Anpassung an räumliche K-Knoten (K_2) oder an ein vergrößertes Spaltmaß g_L zwischen den Streben (K_3), siehe auch Gl. (14.36) in [131]. Das hier vorgestellte Verfahren ist vorerst jedoch nur für ebene K-Knoten gültig, sodass der Faktor K_2 zu Null gesetzt werden muss. Für eine ausführliche Beschreibung zur Anwendung der Tafeln in [131] wird auf das ausführliche Beispiel in [133, S. 133f] oder [126] verwiesen.

Für die letzte Anpassung an K-Knoten mit ungenügender Durchschweißung ist schließlich Gl. (6.4) anzuwenden. Die Korrekturfaktoren K_n sind dazu aus den Tab. B.1 bis Tab. B.20 in Anhang B zu entnehmen. Bei Zwischenwerten darf hierbei linear interpoliert werden.

$$\begin{aligned} SCF_n &= SCF \cdot K_n \\ &= SCF^0 \cdot (K_1 + K_2) \cdot K_3 \cdot K_n \\ &= SCF^0 \cdot K_1 \cdot K_3 \cdot K_n \quad (\text{für ebene K-Knoten}) \end{aligned} \tag{6.4}$$

Der Nachweis der Schweißnahtwurzel kann schließlich nach Gl. (6.5) und mit Hilfe des Kerbfalls für den Schweißnahtübergang aus Abb. 3.2 geführt werden. Die Nachweisgleichung beruht dabei auf Gl. (2.8). Die endgültige Strukturspannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,HS,n}$ ist außerdem nach Gl. (2.5) zu berechnen, wobei die aufgeführten SCF-Werte mit SCF_n nach Gl. (6.4) zu ersetzen

sind.

$$\begin{aligned} \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,HS,n} &= \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{nom} \cdot SCF_n = \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,HS} \cdot K_n \\ &\leq \frac{100 \text{ N/mm}^2}{\gamma_{Mf}} \cdot \begin{cases} \left(\frac{16}{t_1}\right)^{0,06 \log N} & \text{für } t_1 > 16 \text{ mm} \\ 1,0 & \text{für } t_1 \leq 16 \text{ mm} \end{cases} = \frac{\Delta\sigma_{C,HS}}{\gamma_{Mf}} \end{aligned} \quad (6.5)$$

6.4 Berechnungsbeispiel

6.4.1 Vorbemerkung

Anhand des Prüfkörpers Nr. 21 der Testserie 103, der auch in Kap. 5 betrachtet und untersucht wurde, werden in diesem Abschnitt beispielhaft die Ermüdungsnachweise geführt. Verwendet werden das bisher übliche Bemessungsverfahren nach CIDECT [216] mit der in [131] hergeleitete Ermüdungsfestigkeit für relativ dickwandige K-Knoten aus Rundhohlprofilen, die neue Kerbfalleinstufung und Wanddickenkorrektur aus Abs. 3.3.5 bzw. [129] und das oben beschriebene neue und vereinfachte Verfahren für eine Schweißnahtwurzelbemessung. Dabei ist zu beachten, dass die bisherigen Bemessungskonzepte (nach [216] und Abs. 3.3.5) nicht für den Nachweis der Schweißnahtwurzel geeignet und konzipiert sind. Bei der Verwendung dieser Nachweiskonzepte wird deshalb nicht von einem Wurzelversagen ausgegangen und somit der Nachweis nur an den Übergängen geführt. Die aufgebrachte Anzahl Schwingspiele bis zum Nahtdurchriss betrug im Versuch $N_f = 22\,171$ (vgl. auch Tab. 5.4), die damit als Vergleichswert herangezogen wird.

6.4.2 Geometrie und Ermüdungsbelastung

Der Gurt des Prüfkörpers Nr. 21 wies die nominellen Abmessungen $177,8 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$ auf. Die Streben hatten dabei nominelle Durchmesser von $88,9 \text{ mm}$ und Wanddicken von $12,5 \text{ mm}$. Damit ergaben sich für den Prüfkörper die folgenden Knotenparameter:

$$\begin{aligned} \theta &= 60^\circ \\ \gamma &= 4,45 \\ \beta &= 0,5 \\ \tau &= 0,625 \end{aligned}$$

Aus Tab. 5.4 kann anschließend die Nennspannungsschwingbreite entnommen werden. Biegeanteile machten für die Testserie 103 dabei $10,3\%$ der Normalspannung aus. Die einwirkende Nennspannungsschwingbreite betrug

$$\Delta\sigma_{nom} = 197 \text{ N/mm}^2.$$

Mit Hilfe der Tafelwerke aus [131, Abb. 14.52 & 14.57] lässt sich in einem weiteren Schritt die Strukturspannungsschwingbreite bestimmen. Da es i. d. R. unklar ist, an welchem Nahtübergang die Rissbildung initiiert wird, ist für beide Nahtübergänge, also zum Gurt und zur Strebe, die Strukturspannung zu bestimmen. Die auf den Prüfkörper aufgebrachten Versuchslasten lassen

6.4 Berechnungsbeispiel

sich darüber hinaus in die Elementarlastfälle *Strebennormalkraft* und *Strebenbiegung (unausgeglichen)* aufteilen.

Für den Übergang zur Strebe und den Lastfall *Strebennormalkraft* kann ein SCF-Wert von 2,173 bestimmt werden. Für den Lastfall *Strebenbiegung (unausgeglichen)* ergibt sich darüber hinaus ein SCF-Wert von 0,975. Die einwirkende Strukturspannung am Nahtübergang zur Strebe lässt sich anschließend wie folgt berechnen.

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{\text{HS,br}} &= \text{SCF}_{\text{ax}} \cdot \Delta\sigma_{\text{nom,ax}} + \text{SCF}_{\text{ipb}} \cdot \Delta\sigma_{\text{nom,ipb}} \\ &= 2,173 \cdot 197 \text{ N/mm}^2 + 0,975 \cdot 0,103 \cdot 197 \text{ N/mm}^2 \\ &= 428,081 \text{ N/mm}^2 + 19,784 \text{ N/mm}^2 = \underline{447,865 \text{ N/mm}^2}\end{aligned}\quad (6.6)$$

Analog zu dem Vorgehen am Nahtübergang zur Strebe, lässt sich auch die Strukturspannung am Nahtübergang zum Gurt herleiten. Die SCF-Werte betragen dabei 1,51 für *Strebennormalkraft* und 0,589 für *unausgeglichene Strebenbiegung*.

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{\text{HS,ch}} &= \text{SCF}_{\text{ax}} \cdot \Delta\sigma_{\text{nom,ax}} + \text{SCF}_{\text{ipb}} \cdot \Delta\sigma_{\text{nom,ipb}} \\ &= 1,51 \cdot 197 \text{ N/mm}^2 + 0,589 \cdot 0,103 \cdot 197 \text{ N/mm}^2 = 309,421 \text{ N/mm}^2\end{aligned}\quad (6.7)$$

Mit diesen einwirkenden Spannungen kann anschließend, und wie im Folgenden gezeigt wird, der Ermüdungsnachweis nach den drei erwähnten Verfahren durchgeführt werden.

6.4.3 Ermüdungsnachweis nach CIDECT [216]

Der charakteristische Referenzwert $\Delta\sigma_{\text{C,HS}}$ der Ermüdungsfestigkeit (Strukturspannungen) bei 2 Millionen Schwingspielen für die Referenzwanddicke 16 mm, der nach CIDECT bzw. [131] für das Abbruchkriterium *Wanddurchriss* anzusetzen ist, beträgt 104 N/mm^2 . Der Wanddickeneinfluss ist hierbei zusätzlich noch zu berücksichtigen. Der Nachweis kann schließlich wie folgt geführt werden.

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{\text{HS}}^3 \cdot N_{\text{R}} &= \left(\Delta\sigma_{\text{C,HS}} \cdot \left(\frac{16}{t} \right)^{0,06 \cdot \log 2 \cdot 10^6} \right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6 < N_{\text{f}} \\ N_{\text{R}} &= \left(\frac{\Delta\sigma_{\text{C,HS}}}{\Delta\sigma_{\text{HS}}} \right)^3 \cdot \left(\frac{16}{t} \right)^{0,18 \cdot \log 2 \cdot 10^6} \cdot 2 \cdot 10^6 < N_{\text{f}}\end{aligned}\quad (6.8)$$

Nachweis des Nahtübergangs zur Strebe:

$$N_{\text{R}} = \left(\frac{104 \text{ N/mm}^2}{447,865 \text{ N/mm}^2} \right)^3 \cdot \left(\frac{16}{12,5} \right)^{0,18 \cdot \log 2 \cdot 10^6} \cdot 2 \cdot 10^6 = 33\,135 > 22\,171 = N_{\text{f}} \quad \times \quad (6.9)$$

→ *Der Nachweis wird nicht erfüllt!*

Nachweis des Nahtübergangs zum Gurt:

$$N_R = \left(\frac{104 \text{ N/mm}^2}{309,421 \text{ N/mm}^2} \right)^3 \cdot \left(\frac{16}{20} \right)^{0,18 \cdot \log 2 \cdot 10^6} \cdot 2 \cdot 10^6 = 58\,961 > 22\,171 = N_f \quad \times \quad (6.10)$$

→ *Der Nachweis wird nicht erfüllt!*

Die tatsächliche Anzahl Schwingspiele bis zum Nahtdurchriss wird in beiden Fällen überschätzt. Somit wäre eine Bemessung der Schweißnahtwurzel und eine realitätsnahe Abbildung des Ermüdungsverhaltens über das Verfahren nach CIDECT nicht möglich.

6.4.4 Ermüdungsnachweis nach dem neuen Vorschlag aus Abs. 3.3.5

Der charakteristische Referenzwert $\Delta\sigma_{C,HS}$ der Ermüdungsfestigkeit (Strukturspannungen) bei 2 Millionen Schwingspielen für die Referenzwanddicke 16 mm, der nach dem neuen Vorschlag aus Abs. 3.3.5 bzw. [129] für das Abbruchkriterium *Wanddurchriss* anzusetzen ist, beträgt 100 N/mm^2 . Der Wanddickeneinfluss ist hierbei ebenfalls nur für Wanddicken des versagenden Hohlprofils von über 16 mm zu berücksichtigen.

Nachweis des Nahtübergangs zur Strebe:

$$N_R = \left(\frac{100 \text{ N/mm}^2}{447,865 \text{ N/mm}^2} \right)^3 \cdot \underbrace{\left(\frac{16}{12,5} \right)^{0,18 \cdot \log 2 \cdot 10^6}}_{=1,0 \text{ da } t < 16!} \cdot 2 \cdot 10^6 = 22\,263 > 22\,171 = N_f \quad \times \quad (6.11)$$

→ *Der Nachweis wird nicht erfüllt!*

Nachweis des Nahtübergangs zum Gurt:

$$N_R = \left(\frac{100 \text{ N/mm}^2}{309,421 \text{ N/mm}^2} \right)^3 \cdot \left(\frac{16}{20} \right)^{0,18 \cdot \log 2 \cdot 10^6} \cdot 2 \cdot 10^6 = 52\,416 > 22\,171 = N_f \quad \times \quad (6.12)$$

→ *Der Nachweis wird nicht erfüllt!*

Die tatsächliche Anzahl Schwingspiele bis zum Nahtdurchriss wird unter Verwendung der neuen Nachweismethode nach Abs. 3.3.5 zwar in beiden Fällen überschätzt, liegt jedoch sehr nah an der tatsächlich aufgetragenen Anzahl Lastwechsel. Eine Bemessung der Schweißnahtwurzel und eine realitätsnahe Abbildung des Ermüdungsverhaltens wäre jedoch trotzdem nicht möglich.

6.4.5 Ermüdungsnachweis nach dem neuen Vorschlag für die Schweißnahtwurzelbemessung

Für den Nachweis der Schweißnahtübergänge ist das Verfahren nach Abs. 6.4.4 heranzuziehen. Mit dem im Rahmen dieses Kapitels vorgestellten Verfahren ist im Anschluss die Schweißnahtwurzel des Prüfkörpers Nr. 21 zu bemessen. Hierzu ist zuerst die einwirkende Strukturspannung am Nahtübergang zur Strebe aus Gl. (6.6) nach Gl. (6.4) anzupassen. Da die Größe der Schweißnahtunregelmäßigkeit bekannt ist ($n \approx 6 \text{ mm} \rightarrow n/t_1 = 0,48 \rightarrow$ wähle $n/t_1 = 0,4$), werden hierzu

die Tab. B.3 und B.11 in Anhang B für ein Verhältnis von $n/t_1 = 0,4$ und für ein Spaltmaß zwischen den Streben von $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$ verwendet. Für den Lastfall Strebennormalkraft ergibt sich aus einer linearen Interpolation ein Korrekturfaktor von $K_{n,ax} = 1,047$. Für den Lastfall der unausgeglichene Strebenbiegung ist anschließend ein Wert von $K_{n,ipb} = 1,18$ anzusetzen.

Die einwirkende Strukturspannung an der Nahtwurzel ist dann aus der Strukturspannung am Nahtübergang zur Strebe wie folgt zu berechnen.

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{HS,root} &= K_{n,ax} \cdot \Delta\sigma_{HS,ax} + K_{n,ipb} \cdot \Delta\sigma_{HS,ipb} \\ &= 1,047 \cdot 428,081 \text{ N/mm}^2 + 1,18 \cdot 19,784 \text{ N/mm}^2 = \underline{471,546 \text{ N/mm}^2} \end{aligned} \quad (6.13)$$

Das weitere Vorgehen für den Nachweis sowie der charakteristische Referenzwert $\Delta\sigma_{C,HS}$ der Ermüdungsfestigkeit auf Strukturspannungsniveau entspricht dem Vorgehen aus Abs. 6.4.4. Für die Wanddickenkorrektur ist dabei die Strebenwanddicke zu verwenden. Der Nachweis der Nahtwurzel kann dann wie folgt geführt werden:

$$N_R = \left(\frac{100 \text{ N/mm}^2}{471,546 \text{ N/mm}^2} \right)^3 \cdot \underbrace{\left(\frac{16}{12,5} \right)^{0,18 \cdot \log 2 \cdot 10^6}}_{=1,0 \text{ da } t < 16!} \cdot 2 \cdot 10^6 = 19\,074 < 22\,171 = N_f \quad \checkmark \quad (6.14)$$

→ *Der Nachweis wird erfüllt!*

Somit wird deutlich, dass mit Hilfe des neuen Verfahrens die tatsächliche Anzahl Schwingspiele bis zum Nahtdurchriss gut abgeschätzt werden kann. Zwar konnte das neue Verfahren vorerst nur anhand eines Beispiels validiert werden, jedoch sprechen die Ergebnisse für eine geeignete Möglichkeit zur Bemessung der Schweißnahtwurzel und für eine realitätsnahe Abbildung des Ermüdungsverhaltens.

6.5 Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Kapitels wurden zuerst bisherige Möglichkeiten zur Bemessung von Schweißnahtwurzelpunkten in Rundhohlprofilknoten bewertet. Anschließend wurde ein vereinfachtes Verfahren vorgestellt, das den Nachweis der Wurzeln anhand der Strukturspannungen des Nahtübergangs zur Strebe ermöglicht. Die spannungserhöhenden Effekte der Schweißnahtunregelmäßigkeiten werden hierbei direkt mit Hilfe eines Korrekturfaktors K_n in Abhängigkeit unterschiedlicher Lastfälle und Knotenparameter auf der Einwirkungsseite berücksichtigt. Diese wurden an validierten FE-Modellen und über eine umfangreiche Parameterstudie für eine Vielzahl an Knotengeometrien ausgewertet und in Tabellenform praxisgerecht aufbereitet. Anhand eines Berechnungsbeispiels konnte die Effizienz des neuen Verfahrens aufgezeigt werden.

TEIL III: Orthotrope Stahlfahrbahnen: Sanierung von Schäden der Kategorie 2b und Beanspruchungssituation

Stand der Wissenschaft und Technik zur Instandsetzung und Sanierung von Kategorie-2-Schäden und zur Blindniettechnik

7.1 Bisherige Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen für Schäden der Kategorie 2

7.1.1 Einführung

Im Rahmen dieser Arbeit werden nur Instandsetzungs- und Sanierungsmaßnahmen betrachtet, die die Widerstandsseite der orthotropen Stahlfahrbahnplatten (OSFP) betreffen. Mit anderen Worten nur Methoden, die die Bestandsstrukturen instand setzen oder sanieren bzw. verstärken. Maßnahmen, die Änderungen der Einwirkungsseite umfassen (wie z. B. verkehrsleitende Maßnahmen) werden nicht behandelt, vgl. auch [200, S. 53]. Eine ausführliche Zusammenstellung der bisher ausgeführten Instandsetzungs- und Sanierungsmaßnahmen für Schäden der Kategorie 2 kann [136, Abs. 4, ab S.23] oder auch [123] entnommen werden. In tabellarischer Form werden die bisher zum Einsatz gekommenen Methoden kurz vorgestellt und gegebenenfalls mit Brückenbeispielen ergänzt, siehe Tab. 7.1. Dabei konnte in [136] und [123] grundsätzlich zusammengefasst werden, dass hinsichtlich der Instandsetzung und Verstärkung von Ermüdungsschäden der Schadenskategorie 2 bisher hauptsächlich geschweißte Maßnahmen untersucht und umgesetzt wurden. Dieser Abschnitt beinhaltet nur einen kleinen Auszug an Brückenbauwerken mit entdeckten Schäden und erhebt damit keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

7.1.2 Maßnahmen nach dem DVS Merkblatt 1709

Wichtiger Anhaltspunkt für das Konzept einer Instandsetzung von OSFP liefert das DVS-MERKBLATT 1709 [78]. Es liefert Empfehlungen und Grundsätze für die Durchführung von Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen im Wesentlichen schweißtechnischer Art sowie auch Empfehlungen zur Berücksichtigung des Verkehrs, vgl. [78, Abs. 4.4]. Gerade die Berücksichtigung der Verkehrssituation während der Instandsetzung und Verstärkung von Straßenbrücken spielt hierin eine wichtige Rolle. Falls Verkehrssperrungen nicht möglich sind, führen u.U. größere Relativverschiebungen der Schweißkanten während der Erstarrung der Schweißung zu einer fehlerhaften Naht, die infolgedessen bereits nach wenigen Überfahrten erneut versagen kann. Im Rahmen von Gutachten und Forschungsvorhaben wurde versucht, diesbezüglich mögliche Lösungsansätze zu finden, siehe hierzu HANSWILLE & PIEL [105] oder auch WICHERS [209].

7.1.3 Umgesetzte und untersuchte Maßnahmen

Für eine detailliertere Beschreibung der Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen wird an dieser Stelle auf [136] und [127] verwiesen. Zur Übersicht werden die einzelnen Verfahren und ihre Funktionen kurz in Tab. 7.1 und 7.2 wiederholt.

Tab. 7.1: Übersicht zu den bisher umgesetzten Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen mit Brückenbeispielen

Maßnahme	Zielsetzung/Funktion	Beispiel	Effektivität
Ausfugen der Risse und erneutes Verschweißen	Kurzfristige Wiederherstellung der statischen Tragfähigkeit und Verhinderung der beschleunigten Rissentstehung an anderen Bauteilen infolge der umlagernden Schnittgrößen.	Brücke über den Rhein-Herne Kanal bei Bottrop [104, 136]	Gering, da nach kurzer Zeit erneut Risse an den instandgesetzten Stellen auftraten.
Verstärkung der Geometrie mit Hilfe neuer Querschnitte größerer Abmessung	Lokale Verringerung der Beanspruchungen infolge der größeren Querschnitte.	Brücke über den Rhein-Herne Kanal bei Bottrop [104, 105], Abb. 7.1	Eher hoch.
Angeschweißte und angeschraubte Verstärkungsbleche nach [156]	Lokale Verringerung der Beanspruchungen infolge der größeren Querschnitte und Verringerung der Kerbschärfe durch Verschraubung.	Haseltalbrücke, Abb. 7.2	Gering, da sich schon nach kurzer Zeit erneut Risse ausgehend von der Schweißnaht zwischen Kopfplatte und Verstärkungsblech ausbildeten.
Angeschweißte Verstärkungsbleche nach [23]	Lokale Verringerung der Beanspruchungen infolge der größeren Querschnitte.	Experimentelle Untersuchung 1987 am TRRL, Großbritannien [23, S. 84], Abb. 7.3	Moderat, da nur effektiv, wenn die Nahtübergänge gehämmert werden. Die Rissinitiierung findet dann aber an den Nahtwurzeln statt.
Abbohren der Rissenden	Verringerung der vorhandenen Kerbschärfe der Risspitze bzw. Vergrößerung des sehr kleinen Kerbradius und Verhinderung eines weiteren Risswachstums.	Brücke Duisburg-Neuenkamp [136, Bild 4.10]	Gering, da sich von der Bohrung ausgehend erneut Ermüdungsrisse ausbildeten. Effektivität kann durch das Schließen mittels Passschrauben oder sogar durch das lokale Verstärken mittels angeschraubter Bleche erhöht werden. Siehe dazu auch Abs. 7.2.
Ausnehmung und Abrundung von Kanten	Verringerung oder auch Abbau von Spannungskonzentrationen, die aus Querschnitts- und Steifigkeitssprüngen resultieren.	Querträgerstegausnehmungen in üblichen Brückentragwerken. Eine Vergrößerung der Ausnehmungen wurde z. B. an der Rheinbrücke Leverkusen umgesetzt, vgl. Abb. 7.4 .	Eher gering für eine Vergrößerung der Ausnehmung, da sich die Rissbildung in die Seitenbleche verlagerte.

7.1 Bisherige Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen für Schäden der Kategorie 2

Tab. 7.2: Übersicht zu den bisher umgesetzten Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen mit Brückenbeispielen, Fortsetzung von Tab. 7.1

Maßnahme	Zielsetzung/Funktion	Beispiel	Effektivität
Austauschen von Blechen	Vollständige Beseitigung der zuvor detektierten Rissspitzen und eventueller lokaler Vorschädigungen, die ggf. die Ursache für eine erneute Rissbildung sein könnten.	Planungen von SED-LACEK, vgl. [136].	Eher gering, da sich möglicherweise erneut Risse ausgehend von der Schweißnaht zwischen Seitenblech und Querträger ausbilden können.
Anschweißen von Versteifungsblechen	Versteifung des Anschlussbereichs Längsrippe-Querträger und lokale Verringerung der Beanspruchungen.	Experimentelle Untersuchung am TRRL, Großbritannien [100], siehe Abb. 7.5 .	Gering, da sich die Ermüdungsrisse erneut und trotzdem an den Schweißnahtwurzelpunkten der Nähte zwischen Längsrippe und Querträgersteg sowie zwischen Längsrippe und Versteifungsblech ausbildeten.

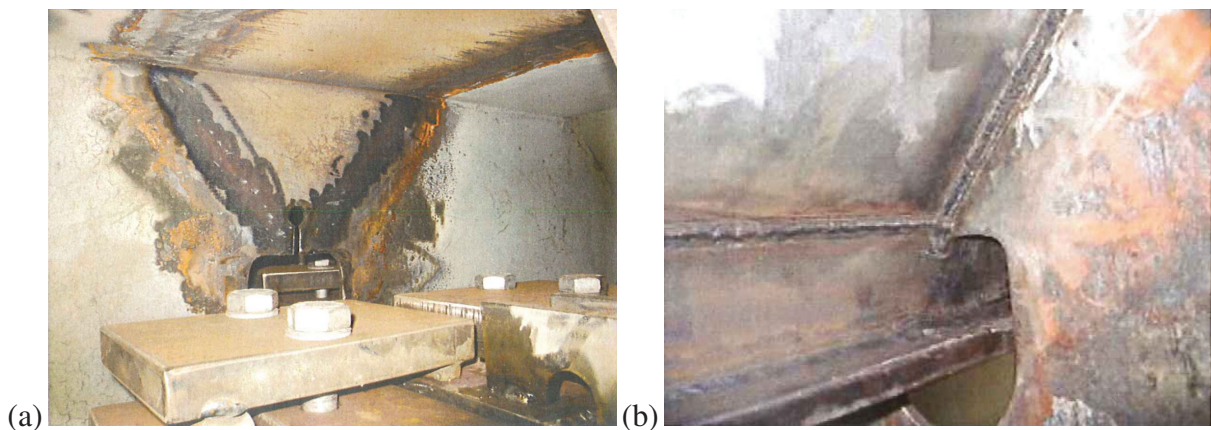


Abb. 7.1: (a) Anschlussbereich nach dem Heraustrennen der beschädigten Querschnittsteile [130, Bild 7a] und (b) verstärkter Anschlussbereich mit neuen Querschnitten [130, Bild 7b]

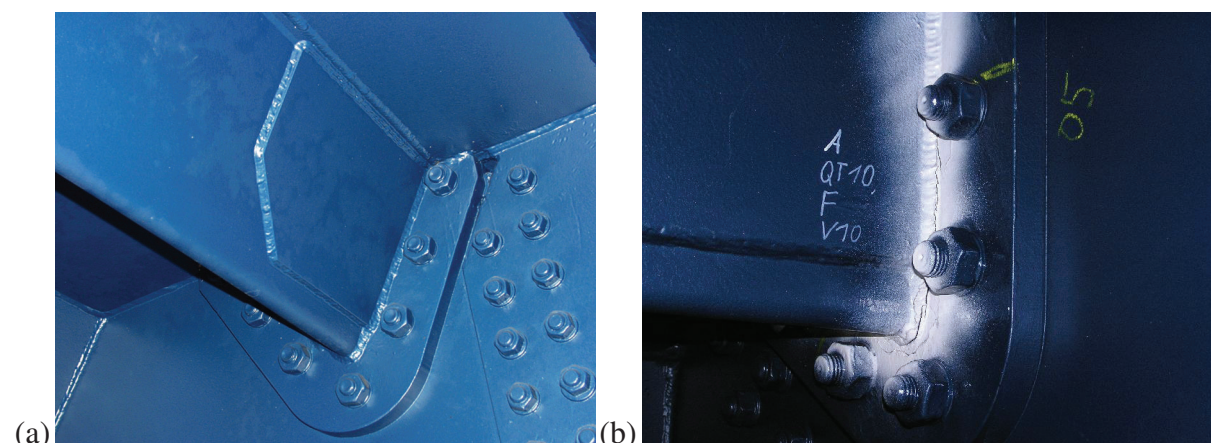


Abb. 7.2: Ertüchtigungskonzept nach [156] für Schäden der Kategorie 2 an der Haseltalbrücke: (a) Konzept [130, Bild 8a], (b) Schadensbild nach der Ertüchtigung [130, Bild 4c]

7.1 Bisherige Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen für Schäden der Kategorie 2

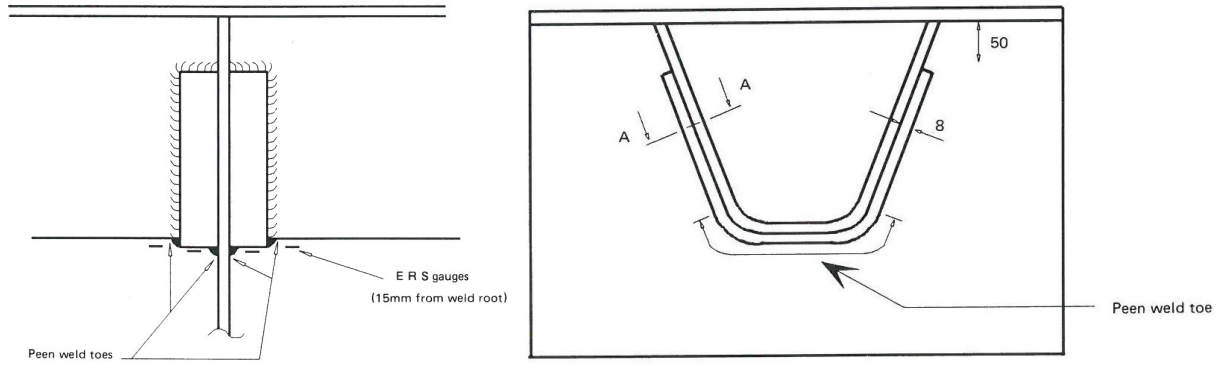
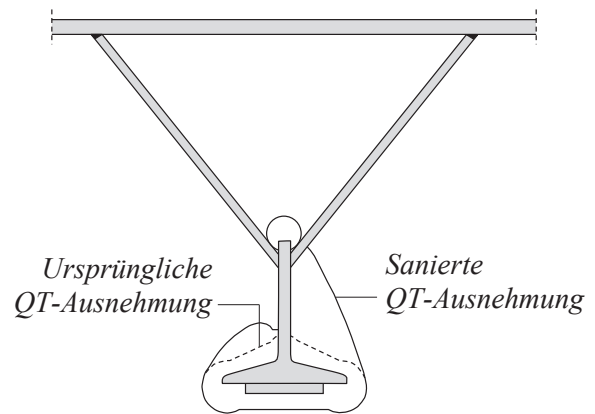


Abb. 7.3: Angeschweißte Verstärkungsbleche für Schäden der Kategorie 2b, aus [100, Figure 7.17]



(a)



(b)

Abb. 7.4: (a) Ermüdungsrisse entlang der Schweißnaht zwischen halbem I-Profil und Querträger an der Rheinbrücke Leverkusen (aus [136, Bild 3.26]), (b) Instandsetzungsmaßnahme in Anlehnung an [136, Bild 4.10]

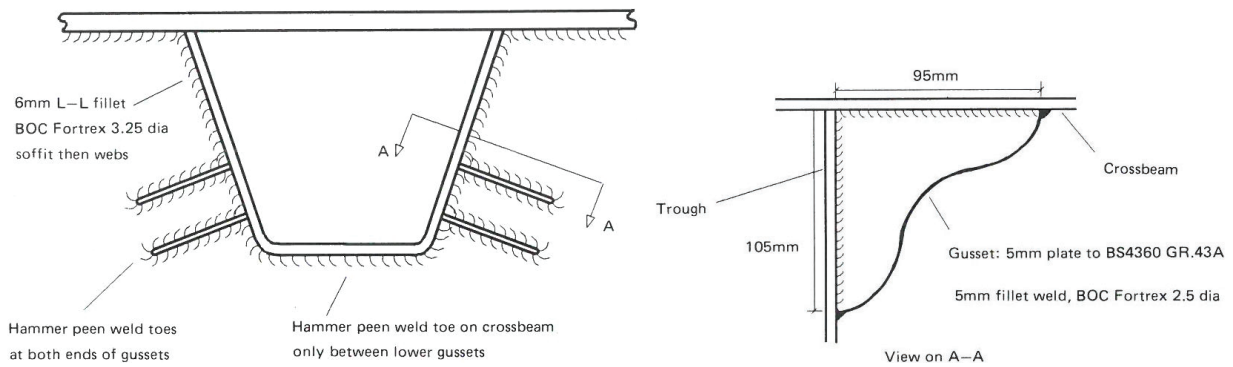


Abb. 7.5: Angeschweißte Versteifungsbleche als Verstärkungsmaßnahme für Schäden der Kategorie 2b, aus [100, Figure 7.15]

7.1.4 Schlussfolgerungen

Aus der Zusammenstellung in Abs. 7.1.3 lassen sich die folgenden Schlüsse ziehen:

- Bei der großen Mehrheit der bisher umgesetzten Instandsetzungskonzepte handelt es sich um schweißtechnische Maßnahmen.
- In sehr vielen Fällen haben sich diese schweißtechnischen Maßnahmen als nicht wirkungsvoll erwiesen. Auch bei einer Kombination aus Schraub- und Schweißkonzept bildeten sich erneut Risse an den Schweißnähten aus.
- Manche Ertüchtigungskonzepte stellen zwar an der Stelle des detektierten Ermüdungsrisses eine dauerhafte Lösung dar, führen aber ggf. infolge von Lastumlagerungen an anderen Stellen zu erneuten Ermüdungsschäden.
- Einige Ertüchtigungskonzepte werden in der Literatur als vielversprechend eingestuft, fanden bisher jedoch noch keine praktische Anwendung, wie zum Beispiel die Maßnahme nach Abb. 7.3.

7.2 Geschraubte Sanierungslösungen

7.2.1 Vorbemerkung

Aufgrund der in Abs. 7.2.2 erläuterten Vorteile von Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen mittels mechanischer Verbindungsmittel wird im Rahmen dieser Arbeit gezielt der Fokus auf diese gelegt. Infolge der nur einseitigen Zugänglichkeit der Längsrippen waren geschraubte Lösungen in der Praxis als Ertüchtigungskonzepte bisher eher selten anzutreffen. Nur in Ausnahmefällen wurden Schraublösungen angewendet. Ein Beispiel für eine geschraubte Lösung für Schäden der Kategorie 1 wurde bereits in Abschnitt 2.4.3 vorgestellt. Für Schäden der Kategorie 2 wird in diesem Abschnitt ein Überblick und eine Zusammenfassung der bisher ausgeführten und untersuchten Konzepte gegeben.

7.2.2 Vorteile von geschraubten Lösungen

Vorteile, die für eine Ausführung von Ertüchtigungs- oder Sanierungsmaßnahmen mit mechanischen Verbindungsmitteln sprechen und die im Rahmen dieser Arbeit bestätigt werden sollten, können wie folgt zusammengefasst werden.

- *Wegfall vorbereitender Maßnahmen*

Im Vergleich zu Schraubverbindungen müssen Schweißarbeiten generell mittels Einhausungen vor Umgebungseinflüssen wie Wind und Kälte geschützt werden, wenn sie nicht innerhalb von Brückenhohlkästen durchgeführt werden. Im Brückenbau ist es zum Teil notwendig aufgrund der Relativbewegung der zu verschweißenden Bauteile eine Fahrstreifensperrung während der Instandsetzung vorzusehen. Der Einsatz von Schrauben und

Blindnieten erfordert diesbezüglich keine besonderen Maßnahmen und bietet neben einer beachtlichen Zeitersparnis eine nahezu verkehrsunabhängige Montage.

– *Einfachere Qualitätssicherung*

Die Qualität einer Schweißung ist stark abhängig von den Fertigkeiten des Schweißers. Außerdem erfolgen die Schweißarbeiten, vor allem im Stahlbrückenbau, unter erschwerten Bedingungen, wie z.B. über Kopf. Eine Sichtprüfung muss während der Schweißarbeiten erfolgen. Die Qualitätssicherung von Schrauben bzw. Blindnieten ist wesentlich einfacher.

– *Höhere Dauerhaftigkeit*

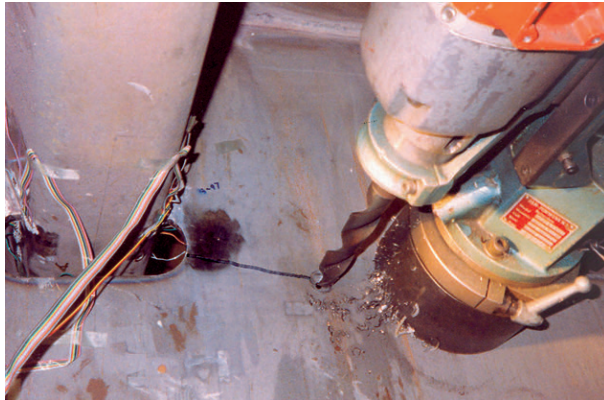
Eine mittels Blindnieten ausgeführte Verbindung kann mit einer geschraubten Scher-Lochleibungsverbindung verglichen werden. Diese werden als Kerbfälle in der Regel deutlich besser eingestuft als Schweißnähte, so dass durch solche Sanierungsmaßnahmen eine höhere Dauerhaftigkeit erzielt werden kann. Der kritische Kerbfall der *Schweißnaht zwischen Querträgersteg und eingepasster Längsrippe* wird dementsprechend entschärft.

7.2.3 Ertüchtigungskonzept nach NATHER

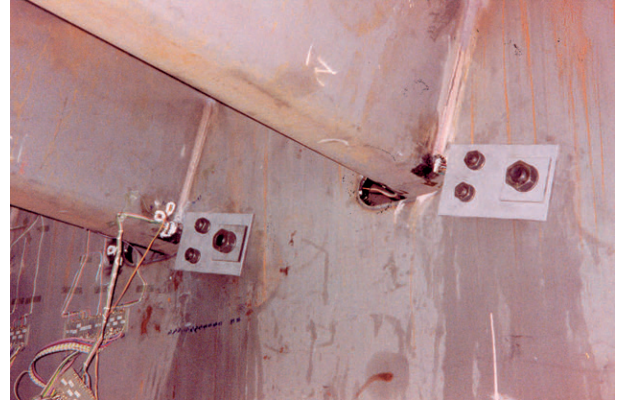
Neben der Stuttgarter Sanierungslösung, die im Abschnitt 7.3 vorgestellt wird, sind an Brückentragwerken bisher keine ausschließlich geschraubten Sanierungs- oder Ertüchtigungsmaßnahmen für Schäden der Kategorie 2 zum Einsatz gekommen. Einen ersten Ansatz stellte das Konzept von NATHER [156] in Abs. 7.1 und Abb. 7.2 an der Haseltalbrücke dar, das sich jedoch als nicht erfolgreich erwies. Der Grundgedanke, die Querschnittswerte durch angeschweißte Bleche so zu erhöhen, dass sich die Nennspannungen um ein Vielfaches reduzieren, ist zwar richtig, trotz allem können die hohen Schweißspannungen, die aufgezwungenen Verformungen aus den Querträgern und die strukturell bedingten Spannungserhöhungen aus dem Ertüchtigungskonzept (Zunahme der Steifigkeit zieht Beanspruchungen an) zu vergleichbaren Beanspruchungen wie vor der Ertüchtigung führen.

7.2.4 Sanierungsmaßnahme nach KOLSTEIN

KOLSTEIN [124] untersuchte 1995 in einem Ermüdungsversuch stichprobenartig das Ermüdungsverhalten des Längsrippen-Querträger Anschlusses, bei dem insgesamt acht Anschlüsse mit durchlaufenden Längsrippen auf einmal getestet wurden. Vier davon wurden mit einer Querträgerstegausnehmung ausgeführt und vier Anschlüsse sahen die volle Umschweißung der Trapezhohlsteife vor. Es konnte festgestellt werden, dass die Anschlüsse mit vollständiger Umschweißung eine ca. dreifach höhere Lebensdauer besaßen als die Ausführungen mit Querträgerstegausnehmung. Um anschließend auch tatsächlich an allen Längsrippen Ermüdungserscheinungen in Form von Rissen zu induzieren, wurden die ermüdeten Längsrippen-Querträger Anschlüsse mit einer geschraubten Lösung saniert und der Versuch fortgesetzt. Die Sanierungsmaßnahme umfasste zum einen das Ausschleifen der Ermüdungsrisse und das Abbohren der Rissenden, siehe Abb. 7.6 (a). Zum anderen wurden die Risse lokal verstärkt und überbrückt, indem zugeschnittene Bleche über Passschrauben an den Querträgersteg geschraubt wurden, siehe Abb. 7.6 (b). Die Bohrung an der Risspitze wurde dabei ebenfalls für den Anschluss herangezogen. Erstaunlicherweise konnte für



(a)



(b)

Abb. 7.6: (a) Ermüdungsriß der Kategorie 3 an der Querträgerstegausnehmung mit angesetzter Magnetbohrmaschine und (b) sanierte Querträger-Längsrippen Anschlüsse, Bilder aus [123, Figure 5.70]

die Sanierungsmaßnahme eine um *mindestens 20-fach* höhere Lebensdauer beobachtet werden als für die ursprünglichen Querträgerstegausnehmungen [124, S. 237].

Ein sehr ähnliches Konzept hierzu wird beispielsweise auch in [36] vorgestellt (vgl. auch Abb. 7.7) wobei es sich hierbei um die Verstärkung und Sanierung von Schäden der Kategorie 3, also am Querträger, handelte. Genauere Untersuchungen zum Ermüdungstragverhalten konnten jedoch keine durchgeführt werden.

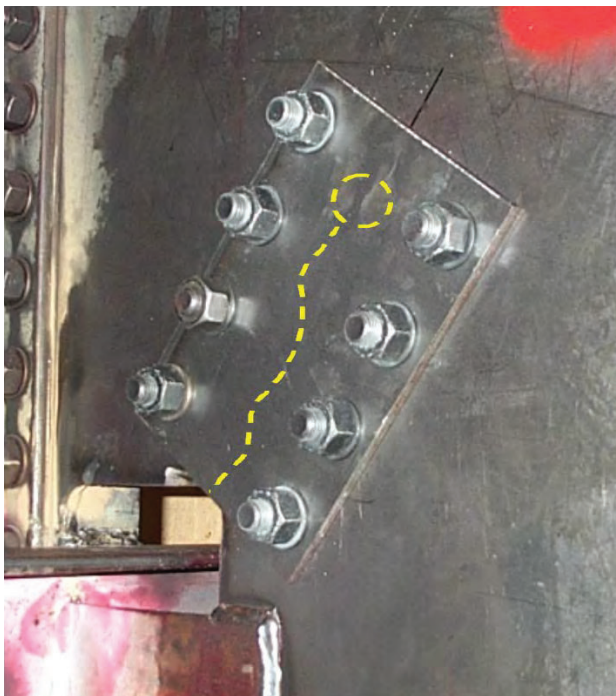


Abb. 7.7: Sanierungsmaßnahme für Schäden der Kategorie 2c, aus [36, Figure 26]

7.2.5 Sanierungsmaßnahme des TRRL

Eine gezielt für Schäden der Kategorie 2b entwickelte Maßnahme, auf der auch die Stuttgarter Sanierungslösung aus Abs. 7.3 basiert, wurde bereits 1992 am Transport and Road Research La-

laboratory (TRRL) in Großbritannien untersucht. Es sollten gezielt die Vorteile von Scherlochleibungsverbindungen genutzt werden. Zur Montage der Winkel und Schrauben sind hierbei jedoch Handlöcher in die Unterseiten der Trapezhohlsteifen zu bohren, siehe Abb. 7.8. Das Handloch stellt damit einen Ausgangspunkt eines möglichen Ermüdungsversagens dar und ist ebenfalls als ermüdungskritisch anzusehen. Es lässt sich außerdem erkennen, dass nur kurze Winkel, die aus dem Zuschnitt von U380-Profilen gefertigt wurden, und nur eine geringe Anzahl an Schrauben, die die Lasten übertrugen, verwendet wurden. Die Winkel waren hierbei ausschließlich im Druckbereich des Längsrippenquerschnittes angeordnet. Eine Anwendung an Y-förmigen Längsrippen ist auf diese Art und Weise nicht möglich.

Trotz der genannten Nachteile zeigten die Ergebnisse einzelner Bauteilversuche an verstärkten Längsrippen-Querträger Stößen eindrucksvoll, dass sich die Lebensdauer um ein Vielfaches verlängern lässt [100, S. 90-91]. In vielen Versuchen konnte ein Versagen erst gar nicht herbeigeführt werden. Dem widersprechend, zeigte die Sanierungsmaßnahme in Ermüdungsversuchen an einzelnen großmaßstäblichen OSFP-Ausschnitten jedoch nicht den erhofften Effekt. Es ist aber zu erwähnen, dass sich in diesen Versuchen nicht die Sanierungsmaßnahme als kritisch erwies. Maßgeblich für den Versuchsabbruch war die Ausbildung von Ermüdungsrissen, ausgehend von den Schweißnahtwurzelpunkten der noch intakten Schweißnähte zwischen Längsrippe und Querträgersteg. Es ist zudem unklar, was in diesen Großversuchen als genaues Abbruchkriterium angesetzt wurde. Aufgrund dessen ist die Tatsache besonders hervorzuheben, dass auch wenn sich Ermüdungsrisse in den Schweißnähten ausbilden und diese zur gänzlichen Trennung von Querträger und Längsrippe führen, die in Abb. 7.8 dargestellte Sanierungsmaßnahme und die Stuttgarter Sanierungslösung generell als weiterhin wirksam anzusehen sind. Die Datenpunkte, in denen der Versuch bei Eintreten eines Ermüdungsrisses abgebrochen wurden, werden somit als nicht wirklich repräsentativ eingeschätzt. Außerdem sei an dieser Stelle noch erwähnt, dass die Originalquelle zu den Ermüdungsversuchen zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit nicht zur Verfügung stand.

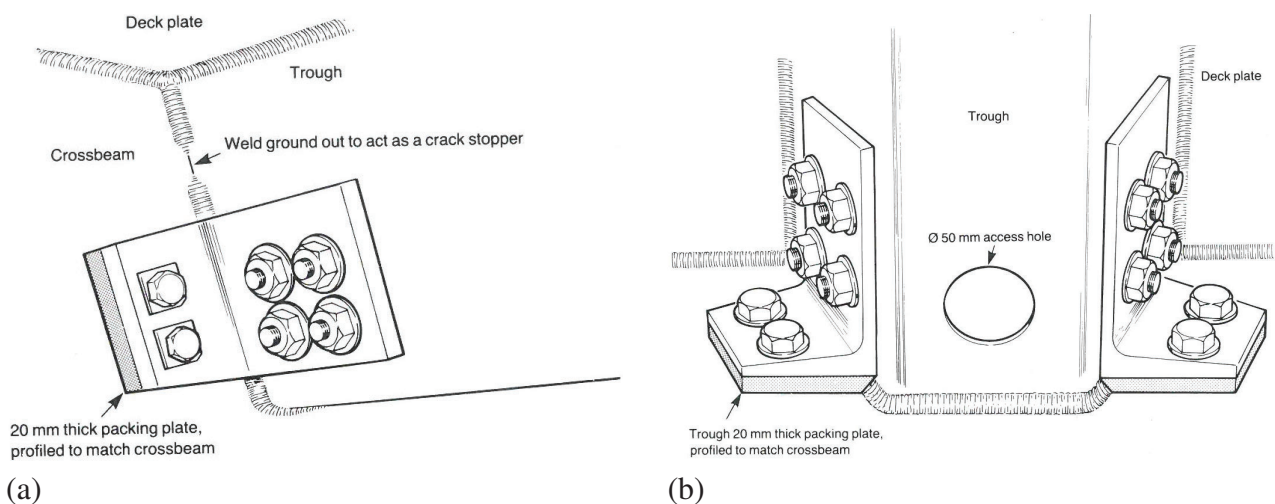


Abb. 7.8: Sanierungsmaßnahme mit angeschraubten Winkeln für Schäden der Kategorie 2b in (a) der Seitenansicht und (b) der Untersicht, aus [100, Figure 7.20]

7.2.6 Sanierungsmaßnahmen aus KUHLMANN & HUBMANN [136]

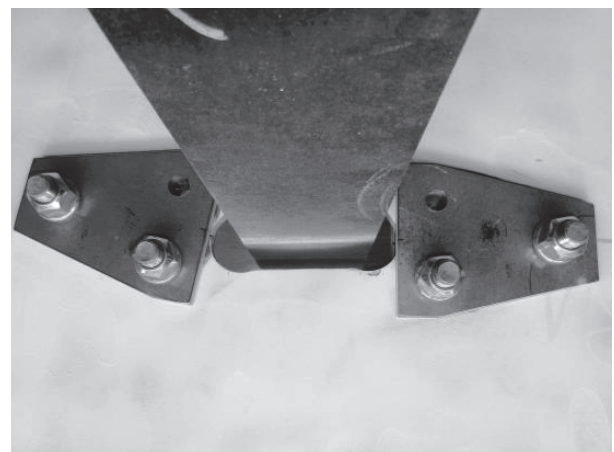
Im Rahmen des bereits in Abs. 2.4.4 vorgestellten BAST-Vorhabens [136], wurde versucht, aufbauend auf den Untersuchungen von KOLSTEIN [123] und den Ansätzen von NATHER [156] und des TRRL [100], für die Schäden der Kategorie 2a bis 2c (vgl. Definition in Abb. 2.11) an Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt Sanierungskonzepte mit ausschließlich mechanischen Verbindungsmitteln zu entwickeln und ermüdungstechnisch zu untersuchen. Im Rahmen dieses Vorhabens [136] wurden außerdem typische Ermüdungsdetails, ihre Schadensbilder und bisherige Instandsetzungen und Ertüchtigungen evaluiert. Betrachtet wird in diesem Abschnitt aber nur das untersuchte Sanierungs- und Verstärkungskonzept für Schäden der Kategorie 2c, siehe Abb. 7.9.

Das Sanierungskonzept für Schäden der Kategorie 2a wird nicht näher betrachtet, da zum einen an den unsanierten Prüfkörpern, die für die Schäden der Kategorie 2a (Risse ausgehend vom Fensterstoß) konzipiert wurden, nicht die gewünschten und typischen Ermüdungsschäden provoziert werden konnten. Zum anderen erwies sich anschließend das Sanierungskonzept als nicht effizient [136, S. 47]. Die Stuttgarter Sanierungslösung, die ebenfalls näher in [136] für Schäden der Kategorie 2b untersucht wurde, wird in Abs. 7.3 näher vorgestellt.

Für die Schäden der Kategorie 2c wurde die Sanierungsmaßnahme aus [124] bzw. aus Abb. 7.6 aufgegriffen und an den Querträgerstegausnehmungen der Prüfkörper mit durchlaufenden, Y-förmigen Längsrippen getestet, siehe Abb. 7.9 (b). Zuvor wurden die am unsanierten, ursprünglichen Längsrippen-Querträger Anschluss erzeugten Ermüdungsrisse der Kategorie 2c ausgefugt und die Risspitzen abgebohrt, siehe Abb. 7.9 (a). Aus dem Vergleich der erreichten Schwingenspielzahlen vor und nach der Sanierung konnte die relative Effizienz der Maßnahme gezeigt werden. Die Anzahl aufgebrachtener Schwingenspiele an den sanierten Prüfkörpern war um Einiges höher als die aufgetragenen Schwingenspiele an den originalen Prüfkörper, siehe hierzu [136, Tab. 5.1]. Eine Ausbildung von Ermüdungsrissen an der Sanierungsmaßnahme konnte dabei nicht festgestellt werden.



(a)



(b)

Abb. 7.9: Sanierungsmaßnahme mit angeschraubten Laschen für Schäden der Kategorie 2c (a) vor der Montage und (b) nach der Montage, aus [136, Bild 5.18]

7.3 Stuttgarter Sanierungslösung

7.3.1 Einführung

Neben dem in Abschnitt 7.2.6 vorgestellten Sanierungskonzept für Schäden der Kategorie 2c, wurde in [136] auch ein Konzept näher betrachtet, das die Sanierung und Verstärkung von Schäden der Kategorie 2b zum Ziel hat und auf dem Konzept des TRRL aus Abs. 7.2.5 basiert.

Bei dieser Sanierungsmaßnahme wird mit Hilfe beidseitig angebrachter Winkel die Längsrippe mit dem Querträgersteg verbunden und der Ermüdungsriss überbrückt. Um die Winkel, trotz der nur einseitig vorhandenen Zugänglichkeit, an die Seitenbleche der Längsrippen montieren zu können, werden sogenannte Blindniete eingesetzt. Der Anschluss der Winkel an den Querträgersteg wird mittels Passschrauben ausgeführt, die von vornherein eine Kraftübertragung auch auf Abscheren ermöglichen. Eine schematische Darstellung der Sanierungslösung an einer Trapezhohlsteife ist hierzu in Abb. 7.10 dargestellt. Das an einer Y-förmigen Längsrippe montierte Konzept, kann der Darstellung in Abb. 7.11 (b) entnommen werden.

Der große Unterschied zu der in Abschnitt 7.2.5 vorgestellten Lösung liegt vor allem in der Anwendung innovativer und leistungsfähiger Blindniete (s. Abs. 7.4 und Kap. 9), die die Bohrung von Handlöchern an den Unterkanten der Längsrippen entbehrlich machen. Ein weiterer Unterschied liegt in der Größe der Winkel, die im Grunde genommen nahezu über die gesamte Höhe der Seitenbleche angeordnet werden. Planmäßig vorgesehene Randabstände dienen vor allem dazu, ein mögliches Risswachstum der abgedeckten Risse beobachten zu können. Die Unterkanten werden dabei ebenfalls über mechanische Verbindungsmittel an die Querträgerstege angeschlossen. Bei Y-Profilen werden die am Querträgersteg zu stoßenden Flansche der halben I-Profile über eine angeschraubte Durchbindelasche miteinander verbunden, siehe Abb. 7.11 (b). Blindniete stehen inzwischen als marktübliche Produkte zur Verfügung und besitzen nennenswerte statische Tragfähigkeiten. Allerdings waren zum Ermüdungsverhalten dieser Verbindungen bisher nur wenige Untersuchungen bekannt. An dieser Stelle setzte das Forschungsvorhaben [127] an, an dem der Autor dieser Arbeit maßgeblich beteiligt gewesen ist und das unter anderem die ex-

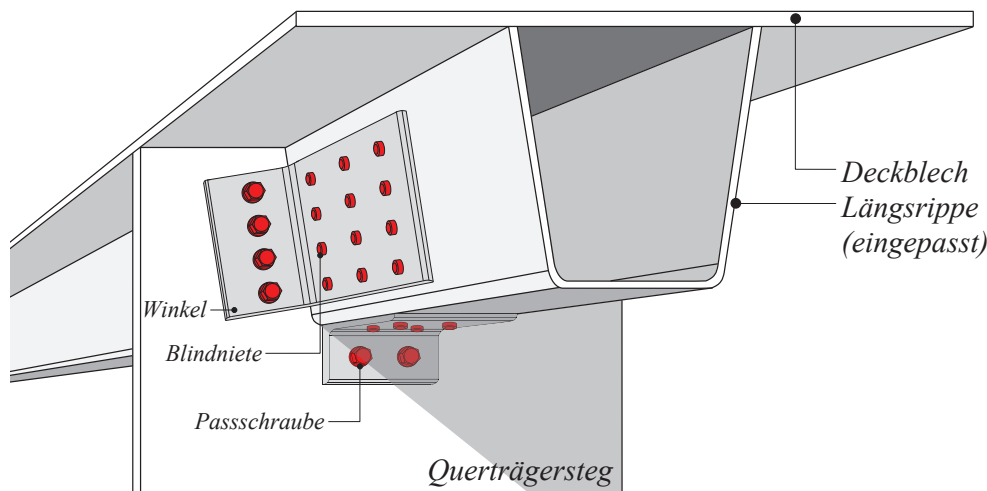


Abb. 7.10: Schematische Darstellung der Stuttgarter Sanierungslösung

perimentelle Untersuchung und Quantifizierung der Ermüdungsfestigkeit drei unterschiedlicher Blindniettypen zum Ziel hatte. Die bedeutsamsten Ergebnisse der Untersuchungen sind in Kapitel 9 zusammengefasst. Stichprobenartig wurden auch im Rahmen von [136] sechs Bauteilversuche unter Wechsellasten, unter Verwendung eines Blindniettyps, durchgeführt. Hierfür wurden zwei Versuchsreihen, A-rep und D-rep realisiert, die einerseits Prüfkörper mit echten Ermüdungsrissen beinhalteten und andererseits Prüfkörper mit künstlich eingebrachten Rissen zum Gegenstand hatten.

Die Vorteile, die für eine Umsetzung der Stuttgarter Sanierungslösung sprechen, sind bereits in Abs. 7.2.2 vorgestellt worden. Hervorzuheben ist dabei die Änderung des Kerbdetails bzw. die Vermeidung von ermüdungskritischen Schweißnähten zur Erreichung einer höheren Dauerhaftigkeit.

7.3.2 Ermüdungsversuche aus KUHLMANN & HUBMANN [136]

Noch vor den eigentlichen Ermüdungsversuchen an der Stuttgarter Sanierungslösung, wurden in [136] die Ermüdungsrisse an den im ursprünglichen, unsanierten Zustand getesteten Prüfkörpern (siehe Abschnitt 2.4.4) mit einem Schwingschleifer aufgetrennt und damit ein künstlicher Riss eingebracht bzw. der bestehende Ermüdungsriss weiter vergrößert, vgl. Abb. 7.11 (a). Dabei wurde auf gleiche Abmessungen der künstlich eingebrachten Risse geachtet, um damit eine Vergleichbarkeit aller sanierten Prüfkörper untereinander zu schaffen. Anschließend wurden die Prüfkörper mit Blindnieten eines Typs saniert.

Die Ermüdungsversuche wurden, wie bei den Versuchen an den Prüfkörpern im unsanierten Zustand, an dem Prüfstand aus Abb. 2.14 durchgeführt. Auch hier konnten die Kräfte mit Frequenzen zwischen 3 und 4 Hz und mit Spannungsverhältnissen von $R \approx 0,1$ aufgebracht werden. Die Ermüdungsrisse an den sanierten Prüfkörpern mit Y-Querschnitt bildeten sich schließlich zum einen von der Rissspitze des künstlichen Ermüdungsrisses (siehe Abb. 7.11 (d)) und zum anderen ausgehend vom Passplättchen aus, wie aus Abb. 7.11 (c) ersichtlich wird. Aus dem Vergleich der erreichten Lebensdauern, vor und nach der Sanierung, konnte auch hier die relative Effizienz der Sanierungsmaßnahme abgeschätzt werden. Eine statistisch abgesicherte Bestimmung der Ermüdungsfestigkeiten war aufgrund der nur geringen Zahl an Versuchen jedoch nicht möglich. Für genauere Informationen sei an dieser Stelle auf [136] verwiesen.

Eine nachträgliche Auswertung mit Hilfe einer FE-Analyse erfolgte im Zuge des Vorhabens [127]. Ausgewertet wurden hierbei die Strukturspannungen senkrecht zur Naht zwischen halbem I-Profil und Seitenblech. Dies lag daran, dass diese Nähte in allen Fällen maßgebend wurden und infolge des komplexen, multiaxialen Spannungszustands das Versagen bestimmten, vgl. auch Abb. 7.11 (c). Dies führte jedoch auch dazu, dass die eigentliche Sanierungsmaßnahme nicht ihre volle Wirkung entfalten konnte. Die Ermüdungsfestigkeit der Sanierungsmaßnahme ist deshalb im Grunde als höher einzustufen.



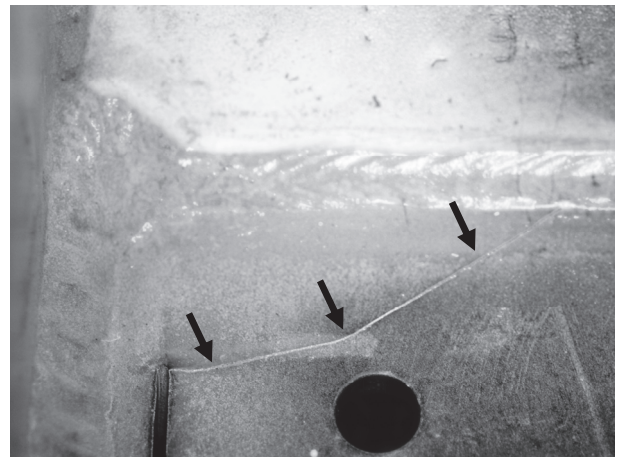
(a)



(b)



(c)



(d)

Abb. 7.11: (a) Prüfkörper der Testserie A nach Einbringen des künstlichen Ermüdungsrisses [136, Bild 5.18 a)], (b) Prüfkörper der Testserie A-rep [136, Bild 5.18 b)], (c) Ermüdungsriss vom Passplättchen ausgehend am Prüfkörper A2-rep [136, Anhang C.5, S. 105] und (d) Ermüdungsriss vom künstlichen Riss ausgehend am Prüfkörper A1-rep [136, Anhang C.4, S. 104]

7.3.3 Schlussfolgerungen

In [136] konnte abschließend zusammengefasst werden, dass die durch die Stuttgarter Sanierungslösung sanierten Prüfkörper im Vergleich zu den ursprünglichen unsanierten Prüfkörpern eine höhere Ermüdungsfestigkeit aufwiesen. Die Vorteile einer geschraubten Sanierungslösung im Vergleich zu einer geschweißten Sanierungsmaßnahme wurden dementsprechend erkennbar. Eine ausreichend belegte, statistische Quantifizierung der Ermüdungsfestigkeit entsprechend [180] war wegen der geringen Zahl der Versuche jedoch nicht möglich. Geschraubte Scherlochleibungsverbindungen werden als Kerbfälle in der Regel aber deutlich besser eingestuft als Schweißnähte, so dass durch solche Maßnahmen eine Lebensverlängerung, wie experimentell ermittelt, plausibel ist. Aufgrund der vielversprechenden und in [136] erzielten Ergebnisse, wurden die Erweiterung der Untersuchungen auf drei Blindniettypen, sowie die Umsetzung der Sanierungslösung an trapezförmigen Längsrippenquerschnitten Ziele dieser Arbeit.

7.4 Einführung in die Blindniettechnik

7.4.1 Einführung

Dadurch, dass bei der Umsetzung der Stuttgarter Sanierungslösung von Blindnieten Gebrauch gemacht wird, soll in den folgenden Abschnitten zuerst ein allgemeiner Überblick über die Blindniettechnik gegeben werden. Anschließend werden die Setzprinzipien und neuere Untersuchungen aus der Literatur an ausgewählten Blindniettypen vorgestellt, die auch in den experimentellen Untersuchungen in Kap. 10 zur Anwendung kamen.

Blindnietverbindungen gehören generell zu den nicht lösbaren Verbindungen, ohne (kontrollierbare) Vorspannung. Diese setzen sich im Allgemeinen aus einem zylindrischen Schaft und einem einseitigen Setzkopf zusammen. Blindniete können dabei mit einem gewölbten oder flachen Nietkopf, als Senkniete oder mittlerweile auch als Hohlните ausgeführt werden.

7.4.2 Blindniete

Blindniete in der heutigen Form entwickelten sich in mehreren Schritten aus den üblichen Nieten. Der in der heutigen Form verwendete Blindniet besteht im Allgemeinen aus zwei Teilen. Aus einer außen liegenden Niethülse und dem inneren Nietdorn (Bei geschlossenen Blindniettypen), der zusätzlich mit einer Sollbruchstelle versehen ist. Mit Hilfe des Nietdorns wird die Zugkraft aus dem Setzgerät aufgenommen, die schließlich zur blindseitigen Schließkopf-Verformung des Blindnietes führt, siehe auch Abb. 7.12.

Nach GRANDT [98] können Blindniete zuerst darin differenziert werden, ob sie eine Zusatzfunktion besitzen oder nicht. Zu den Blindnieten mit Zusatzfunktion zählen Blindnietbolzen, Blindniet-Spreiznietmutter, Blindnietmutter oder auch Blindniete mit Gewinde bzw. Blindniet-schrauben. Blindnietmutter und Blindniet-schrauben können zusätzlich noch zu den Blindnietgewindesystemen zusammengefasst werden. Diese stellen Blindniete dar, die mittels innen- oder außenliegendem Gewinde das Anschrauben zusätzlicher Bauteile ermöglichen. In [98] werden Blindniete ohne Zusatzfunktion weiterhin noch nach ihrer Festigkeit und anschließend nach ihrer Niethülsegeometrie klassifiziert.

7.4.3 Blindnietgewindesysteme

Blindnietgewindesysteme entwickelten sich aus den Blindnieten und verfügen über zusätzliche Gewinde um weitere Bauteile lösbar anzuschließen. Im weiteren Sinne können auch die Holo-Bolts (vgl. Abs. 9.2.1) zu den Blindnietgewindesystemen hinzugezählt werden.

7.4.4 Setzen von Blindnieten und Blindnietgewindesystemen an ausgewählten Beispielen

Im Gegensatz zu den Nieten, bedarf es beim Setzen von Blindnieten und Blindnietgewindesystemen keiner weiteren Wärmezufuhr. Sie ermöglichen ein schnelles Fügen ohne Gegenhalter und

sind dementsprechend speziell für das Vernieten von Hohlprofilen geeignet, siehe PETERSEN [166, Abs. 9.6]. Sie werden mittels hydraulischer, pneumatischer oder manueller Geräte gesetzt.

Blindniete der Typen BOM und Magna-Lok. Nach dem Einbringen des Blindnietes in das vorgebohrte Loch, wird das Setzgerät auf den Blindnietdorn gesteckt bis es auf dem Blindnietsetzkopf aufsitzt, Abb. 7.12. Ein Greifer im Gerät umfasst die Rillen des Nietdorns und spannt den Blindniet vor. Mit steigender Zugkraft verformt sich die blindseitige Niethülse. Anschließend wird der Nietdorn herausgezogen, bis sich die Niethülse zu beiden Seiten der Verbindung soweit verformt, dass sie die Bohrung verschließt. Schließlich reißt der Nietdorn an der Sollbruchstelle ab.

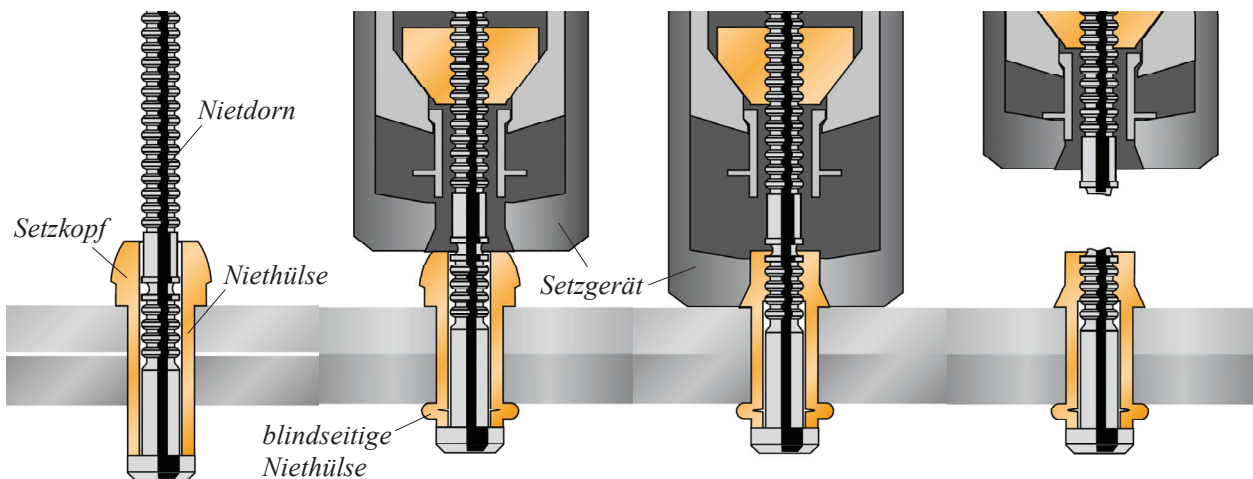


Abb. 7.12: Setzvorgang von Blindnieten, aus [109]

Blindnietgewindesystem des Typs Hollo-Bolt. Beim Setzen wird der Hollo-Bolt Blindniet zuerst mit dem Konus voran in die Bohrung eingebracht. Mittels eines Gabelschlüssels wird anschließend die äußere Hülse am Hülsenbund in ihrer Lage fixiert. Durch das Anziehen der Schraube, z. B. mit Hilfe eines Steckschlüssels und einer Ratsche, und dem gleichzeitigen Halten der Hülse, wird der blindseitige Konus angezogen und führt zu der Spreizung der Hülsenflügel. Die Spreizung führt schließlich zum Anliegen der Flügel an die Innenwand des blindseitigen Bauteils. Abschließend kann das in den bauaufsichtlichen Zulassungen oder Datenblättern vorgegebene Anziehmoment aufgebracht und der Hollo-Bolt Blindniet fertig montiert werden, vgl. Abb. 7.13.

7.4.5 Bisherige Untersuchungen an Blindnieten

Überblick. Blindniete finden in vielen Industriebereichen Anwendung, in denen vor allem gewichtsreduzierte und gleichzeitig hochfeste sowie kostengünstige Bauweisen zum Einsatz kommen müssen [98]. Zu nennen sind in diesem Zusammenhang die Automobilindustrie, der Flugzeugbau, Schienenfahrzeug- oder auch Karosseriebau. Seltener anzutreffen sind Blindniete im reinen Bauwesen. Neuerdings setzt sich aber auch hier die Verwendung von Blindnieten oder Blindnietenschrauben durch. Vor allem könnten sich Blindniete im Stahlleichtbau bewähren, wo sie zur Befestigung von Dach- und Wandverkleidungen verwendet werden. Auch wurden mittlerweile weitere Anwendungsfelder wie z. B. Wohncontainer oder Hochregallager von der Blindniettechnik erobert. Um die Ausführung und Bemessung von Blindnietverbindungen im Stahl-

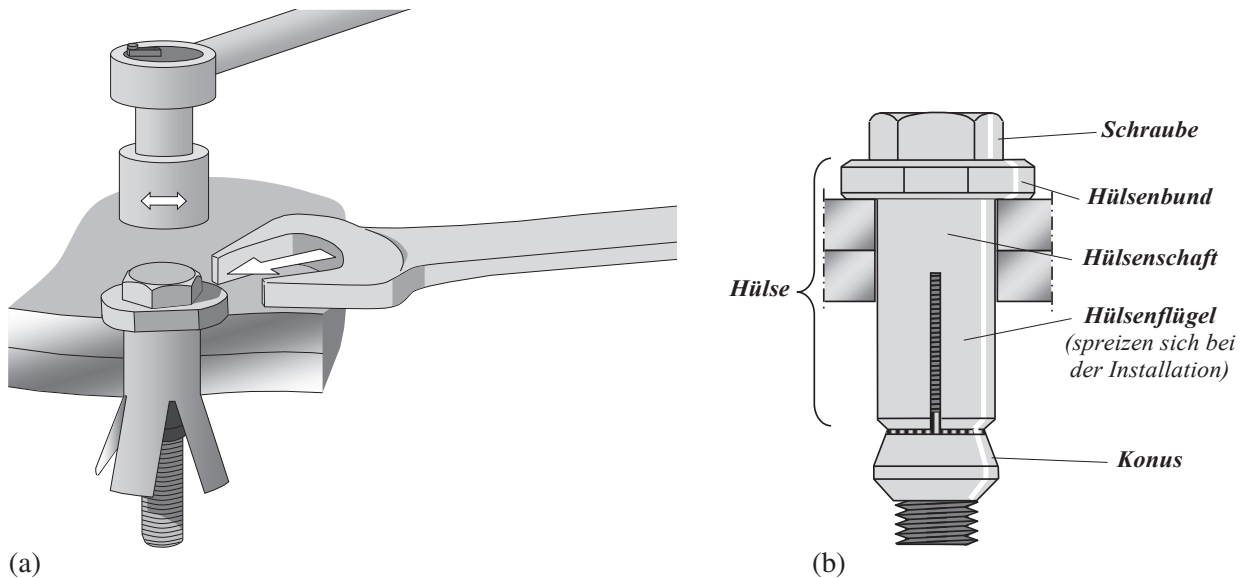


Abb. 7.13: (a) Setzvorgang bei den Holo-Bolts und (b) genereller Aufbau der Holo-Bolts

leichtbau weiter zu verbreiten, wurden z. B. in [119] systematische Untersuchungen zur Abscher- und Lochleibungstragfähigkeit von Blindnieten durchgeführt. Aber auch im Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit wurden in den letzten Jahren mehrere Untersuchungen durchgeführt:

Untersuchungen am Fraunhofer IGP. Beispielsweise wurden am *Fraunhofer Anwendungszentrum Großstrukturen in der Produktionstechnik* in Rostock Untersuchungen des Ermüdungsverhaltens von zug- und scherbeanspruchten Schließringbolzen- und Blindnietverbindungen unternommen, [204] und [205]. Hierbei wurden Ermüdungsversuche u.a. auch an den Magna-Loks [214] und BOM [109] (Kurzform für **B**lind **O**versize **M**echanical Fastener) durchgeführt, die auch bei der in dieser Arbeit vorgestellten Stuttgarter Sanierungslösung verwendet werden. In [204] konnte die Ermüdungsfestigkeit der Magna-Loks unter *Schubbeanspruchung* und einem Spannungsverhältnis von $R = 0,1$ ermittelt werden ($\Delta\tau_C = 119 \text{ N/mm}^2$ aus Tabelle 39, S. 85 in [204]). In [205] wurde die Ermüdungsfestigkeit der BOM (Nenndurchmesser von 7 mm) unter *axialer Beanspruchung* und einem Spannungsverhältnis von $R = 0,5$ bestimmt ($\Delta\sigma_C = 97 \text{ N/mm}^2$ bei variabler Neigung, ausgewertet aus der Regressionsfunktion in Tabelle 26, S.72 in [205]). Bei der endgültigen Auswertung ergibt sich dann für $m = 3$ der Kerbfall 50, siehe Tabelle 30 in [205]. Neben Härtemessungen an den Blindnieten vor und nach dem Setzvorgang wurden auch Klemmkraftmessungen durchgeführt. Zusätzlich wurden BOM in zwei Durchmessern (7 mm und 17,5 mm) getestet. Zusammenfassend konnte kein Größeneinfluss festgestellt werden.

Weitere Untersuchungen des Fraunhofer IGP wurden in [120] vorgestellt. Diese hatten die systematische Quantifizierung der Einflüsse aus der Mittelspannung, dem Nenndurchmesser und des Blindniettyps zum Ziel. Neben den Blindniettypen Monobolt, Hemlok und Magna-Bulb wurden erneut Ermüdungsversuche an den in dieser Arbeit verwendeten Blindnieten des Typs *Magna-Lok* durchgeführt. Die Prüfkörper wurden dabei ausschließlich unter einer Schubbeanspruchung, bei Frequenzen zwischen 50 und 70 Hz und bei variierenden Spannungsverhältnissen von $R = 0,1$, -1 oder $0,5$ getestet. Die hergeleiteten Ermüdungsfestigkeiten ($\Delta\tau_C \geq 102 \text{ N/mm}^2$ [120, Tab. 7]) bewegten sich schließlich in derselben Größenordnung wie die in Kapitel 9 hergeleitete Ermüdungs-

festigkeit ($\Delta\tau_C = 99 \text{ N/mm}^2$ in Abb. 9.8). Darüber hinaus konnte zwar ein Mittelspannungseinfluss identifiziert werden, jedoch waren keine nennenswerten Einflüsse aus dem Blindnietdurchmesser bzw. kein Größeneinfluss zu beobachten.

Untersuchungen von TIZANI ET AL. In [198] untersuchten TIZANI ET AL. 2014 das Ermüdungsverhalten von Hollo-Bolts HB16 auf Zug, die für den Einsatz in betongefüllten Hohlprofilstützen (also Verbundstützen) mit verlängerten inneren M16 Schrauben ausgeführt wurden. Zum Vergleich wurden auch 10 Versuche an üblichen Hollo-Bolts durchgeführt, die aber ebenfalls an Hohlprofile montiert wurden, die anschließend mit Beton verfüllt wurden. Die Spannungsverhältnisse betragen jeweils $R \approx 0$ und die Frequenzen jeweils 3 Hz. Es konnte gezeigt werden, dass die verlängerten Hollo-Bolts EHB (Extended Hollo-Bolt) durch die höhere Einbindetiefe einen größeren Anteil des Betons für den Lastabtrag aktivieren und deshalb eine höhere Ermüdungsfestigkeit aufweisen. Ein eigenständiger Kerbfall wurde jedoch nicht hergeleitet, sondern nur der Kerbfall für Schraubverbindungen unter Zug bestätigt.

Untersuchungen von LIU ET AL. In [141] untersuchten LIU ET AL. ebenfalls das Ermüdungsverhalten von HB16 Hollo-Bolts unter einer Zugbeanspruchung, sowohl mit konstanter als auch variabler Spannungsamplitude. 20 Ermüdungsversuche wurden im Zuge dessen mit konstanter Amplitude durchgeführt. Die Frequenz lag in jedem Versuch bei 6 Hz. Die Spannungsverhältnisse wurden außerdem zwischen $R = 0, 0,1$ und 3 variiert. Ein Kerbfall wurde in [141] jedoch nicht hergeleitet. Eine eigene, nachträgliche statistische Auswertung in Anlehnung an [180] führte zu einer charakteristischen Ermüdungsfestigkeit von 80 N/mm^2 .

Neuere Entwicklungen und Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Blindnieten werden in Kapitel 9 vorgestellt. Ergänzend hierzu können weitere Erläuterungen dem Forschungsbericht [127, Kap. 4] entnommen werden.

7.4.6 Normungssituation

Der Drang nach immer leistungsfähigeren Blindnieten und die damit einhergehende und andauernde Entwicklung führte zu einer großen Vielfalt an Blindniettypen und -formen der unterschiedlichsten Hersteller. Dies hatte aber auch zur Folge, dass es heute keine allgemeingültigen normativen Vorgaben für Blindnietverbindungen gibt. Als Konsequenz sind bei der Bemessung und Ausführung vor allem bauaufsichtliche Verwendbarkeitsnachweise (ETA, abZ/aBG, ZiE) zugrunde zu legen. Diese umfassen in den meisten Fällen statische Tragfähigkeiten, zum Teil auch Ermüdungsfestigkeiten.

Neben DIN EN ISO 14588 [61], die Begriffe und Definitionen für Abmessungen, Arten und Funktionseigenschaften von genormten Blindnieten festlegt, definiert DIN EN ISO 14589 [62] Verfahren zur mechanischen Prüfung von Blindnieten mit Nenndurchmessern von bis zu 6,4 mm. Maße, mechanische Eigenschaften und Anwendungsdaten normierter Blindniete können den Normen DIN EN ISO 15973 bis 15984 oder DIN EN ISO 16582 bis 16585 entnommen werden.

7.5 Zusammenfassung

In diesem Kapitel konnte gezeigt werden, dass wegen der nur einseitigen Zugänglichkeit der Hohlquerschnitte in der Vergangenheit Instandsetzungsmaßnahmen und Ertüchtigungskonzepte für Schäden der Kategorie 2b mehrheitlich mit schweißtechnischen Maßnahmen umgesetzt wurden. Nicht selten erwiesen sich diese als nicht wirkungsvoll, da sich bereits nach kurzer Zeit erneut Risse, ausgehend von den Schweißnähten, ausbildeten.

Deshalb wurde anschließend auf bisherige Ertüchtigungs- und Sanierungsmaßnahmen unter Verwendung von mechanischen Verbindungsmitteln für Schäden der Kategorie 2 eingegangen und die Stuttgarter Sanierungslösung vorgestellt. Durch die grundsätzliche Änderung des Konstruktionsdetails z. B. durch die Verwendung von Blindnieten, ist mit einer Entschärfung der ursprünglichen Situation zu rechnen. Abgeschlossen wurde dieses Kapitel mit einer Einführung in die Blindnietechnik sowie mit der Vorstellung der bisher durchgeführten Untersuchungen an Blindnieten.

Beanspruchungszustände in orthotropen Stahlfahrbahnplatten

8.1 Einführung

Noch vor den experimentellen Untersuchungen an den in Kap. 10 beschriebenen sanierten Prüfkörpern, wurden zur Abschätzung der Beanspruchungen im ursprünglichen, also unsanierten Anschlussbereich zwischen Längsrippen und Querträger numerische Voruntersuchungen durchgeführt. Diese sollten auch dazu dienen, Effekte näher zu beleuchten, die z.B. aus der Querträgerbiegung resultieren und die nicht in Ermüdungsversuchen nachgebildet werden können, ohne einen großen Aufwand hinsichtlich der Versuchseinrichtung oder der Prüfkörperabmessungen zu betreiben. Darüber hinaus sollten die FE-Untersuchungen auch dazu dienen, eine wirtschaftlichere Bemessung im Zuge einer Brückennachrechnung zu ermöglichen.

Bevor auf die numerischen Untersuchungen eingegangen wird, soll zu Beginn auf das Tragverhalten orthotroper Stahlfahrbahnplatten (OSFP) im Allgemeinen und auf das Tragverhalten des Anschlussbereichs *Längsrippe–Querträger* im Speziellen eingegangen werden. Anschließend wird das in der Praxis übliche Berechnungsverfahren vorgestellt und erläutert, mit dem auch die Nennspannungen für die Herleitung der Spannungskonzentrationsfaktoren in Abs. 8.5 berechnet wurden.

8.2 Tragverhalten orthotroper Stahlfahrbahnplatten

8.2.1 Globales Tragverhalten orthotroper Stahlfahrbahnplatten

Orthotrope Stahlfahrbahnplatten (OSFP) vereinen im Allgemeinen vier Tragsysteme. Beschrieben werden diese u.a. auch in [166] oder [18].

System I

Das System I wird ausschließlich vom Deckblech gebildet, das direkt durch Radlasten, die durch den Fahrbahnbelag eine gewisse Verteilung erfahren, beansprucht wird. Das Deckblech verteilt die Lasten anschließend über Biegung als isotrope Platte und über die vorhandene Membrantragwirkung auf die benachbarten Längsrippen und ggf. anteilig auf die Querträger. Die Beanspruchungen im Deckblech sind somit abhängig vom Abstand der Längsrippen und von der Biegesteifigkeit bzw. von der Dicke des Deckblechs. Außerdem werden die Beanspruchungen von der Größe der Radaufstandsfläche beeinflusst. Auch ist dieses System maßgeblich für die Ermüdung der Anschlussnähte zwischen Deckblech und Längsrippen, d.h. für die Schäden der Kategorie 1 verantwortlich. Hierzu wurden in [134] weitere Überlegungen angestellt. Es konnte

zusammengefasst werden, dass sich infolge der direkten Radlasteinleitung (siehe auch Abb. 8.1 (a)), die zusätzlich zur globalen Trägerbiegung wirkt, in den Längsnähten zwischen Seitenblech der Längsrippe und Deckblech ein multiaxialer Spannungszustand ergibt. Das bedeutet, dass sich Spannungskomponenten aus lokaler (Radlasten) und globaler (Längsrippenbiegung) Beanspruchung überlagern. Zu den lokalen Spannungskomponenten zählen die lokale Pressung $\sigma_{z, \text{lokal}}$ und der lokale Lasteinleitungsschub $\tau_{xz, \text{lokal}}$. Die globalen Spannungskomponenten sind die Normal- und Schubspannungen (σ_x und τ_{xz}) aus globaler Biegung und Querkraft, vgl. auch Abb. 8.1 (b).

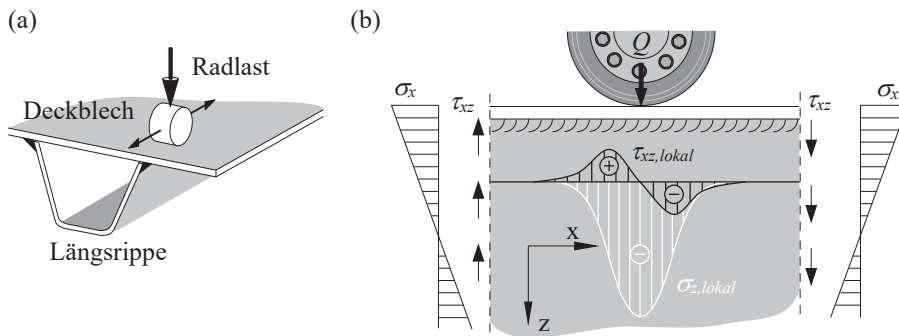


Abb. 8.1: (a) Direkte Radlasteinleitung in die Schweißnaht zwischen Deckblech und Seitenblech [134, Bild 3.1(a)], (b) Spannungszustand infolge Radlast [134, Bild 3.3(a)]

System II

Das System II setzt sich aus Deckblech und Längsrippen zusammen, die wie bereits in Abschnitt 2.4.1 beschrieben, mit offenen oder auch geschlossenen, torsionssteifen Querschnitten ausgeführt werden können. Gerade geschlossene Längsrippen beeinflussen das Tragverhalten der OSFP erheblich, in dem sie deren Drillsteifigkeit (Torsionssteifigkeit von Platten) maßgeblich erhöhen.

System III

Deckblech und Längsrippen bilden gemeinsam mit den Haupt- und Querträgern das System III, das einen sogenannten Trägerrost darstellt und der über den Hauptträgern als starr gelagert angesehen werden kann. Das Deckblech fungiert dabei für alle Träger als Obergurtblech.

Die Lasten durchlaufen dabei mehrere Tragwerksteile und aktivieren dadurch unterschiedliche Tragmechanismen. Als erstes werden die Lasten über das Deckblech in die Längsrippen eingeleitet, die über den Querträgern als elastisch gelagert angenommen werden und die Lasten über Biegung zu den Querträgern abtragen. Als zweites erhalten die Querträger die Lasten aus den Längsrippen und leiten diese über Schub und Biegung zu den Hauptträgern (s. System IV) weiter.

System IV

Das System IV übernimmt den Abtrag der Lasten aus dem globalen System des Brückentragwerks. Es setzt sich hauptsächlich aus den Hauptträgern zusammen, einschließlich des sich im Bereich der mittragenden Breite befindlichen Deckblechs sowie der Längsrippen.

8.2.2 Lokales Tragverhalten des Anschlussbereichs Längsrippe-Querträger

Lokal betrachtet werden die Lasten zuerst über die lastverteilende Schicht, i. d. R. über einen Fahrbelag, und das Deckblech entweder gänzlich in die Längsrippen oder auch direkt in

den Querträger und anteilig in die Längsrippen eingeleitet. Dabei verursachen Lasten, die nicht über der Längsrippenlängsachse wirken, neben einer lokalen Durchbiegung des Deckblechs eine Rotation und damit Torsion des Längsrippen-Deckblech-Querschnitts. Die Querträger wirken ansatzweise als Gabellager (aufgrund der Querträgerdurchbiegung sind diese nicht als ideal starre Gabellager anzusehen) und nehmen somit die Torsion als Biegung in der Querträgerstegebene auf.

Die Lasten aus den Längsrippen führen anschließend einerseits zu *Kraftgrößen* (Querkraft und Biegung in der Ebene) und andererseits zu *Verformungsgrößen* in den Querträgern (Biegung aus der Querträgerstegebene infolge der Längsrippendurchbiegung bzw. der Auflagerrotation der Längsrippen, vgl. Abs. 2.4.2 und Abb. 2.8 (a)). Anteilig werden die Lasten aus einer Längsrippe auch über die Querträgerstege in die benachbarten Längsrippen übertragen.

Zur Ausbildung durchgehender Längsrippen sind nach aktuellem Eurocode die Querträgerstege mit Öffnungen vorzusehen, die dementsprechend in diesen Bereichen die Querträgerstege schwächen. Die Querträger werden dann als Vierendeel-Träger betrachtet, siehe z.B. [60, Bild NA.G.20]. Wechselwirkend führen die Schubverzerrungen der Querträgerstege infolge Querkraft zu Verzerrungen der Längsrippen im Anschlussbereich Längsrippe-Querträger (weitere Verformungsgrößen, siehe auch Abb. 2.8 (b)), die sich infolge der Schwächung der Querträgerstege bei durchlaufenden Längsrippen verstärken.

Somit wird deutlich, dass der Anschlussbereich zwischen Querträger und Längsrippe einer hohen Spannungskonzentration unterliegt. Die Anteile aus der Querträgerstegbiegung aus der Ebene sind jedoch bei durchlaufenden Längsrippen und Querträgerstegen mit Ausnehmungen weniger kritisch, da sich der Querträgersteg infolge der Ausnehmungen weicher verhält, s. [139, S. 56].

Nach LEENDERTZ [139, S. 54] spielt die Dicke des Belags und auch der Verbund zwischen Belag und Deckblech sowie das Material des Fahrbahnbelags und die davon abhängige Lastausbreitung eine Rolle für die *Querträgerbiegung aus der Querträgerstegebene*. Somit werden auch Längsrippen, die an den Querträgern gelagert und von der Querträgerrotation abhängig sind, mittelbar vom Fahrbahnbelag beeinflusst. Im Allgemeinen kann mit Hilfe des Fahrbahnbelags eine Spannungsreduktion im Belag selbst, aber auch im Deckblech erzielt werden [149]. Die Verbundfuge und die Verbundtragwirkung zwischen Belag und Deckblech sowie die Dicke des Fahrbahnbelags sind dabei von entscheidender Bedeutung. Untersuchungen zur Wechselwirkung zwischen Verbundtragwirkung und Schäden der Kategorie 2 sind dem Autor bisher keine bekannt.

Abschließend lässt sich zusammenfassen, dass nicht nur die Nähte zwischen Deckblech und Längsrippen, wie in Abs. 8.2.1 beschrieben, einen multiaxialen Spannungszustand aufweisen, sondern auch die Schweißnähte zwischen Längsrippe und Querträgersteg. Dieser resultiert aus den zuvor beschriebenen Tragmechanismen aus der Normalspannung σ_x aus globaler Biegung, aus der Schubspannung τ_{xz} aus globaler Querkraft der Längsrippen und aus der dazu quer gerichteten Biegung und Querkraft der Querträger, die wiederum die Spannungskomponenten σ_y und τ_{yz} hervorrufen, siehe Abb. 8.2. Wie oben beschrieben, führen auch die aufgezwungenen Verformungsgrößen zu zusätzlichen Spannungsanteilen, die somit eine einfache Bestimmung der lokalen und tatsächlich vorhandenen Beanspruchungen im Anschlussbereich Längsrippe-Querträger nahezu unmöglich machen. Lokale Pressungen $\sigma_{z, \text{lokal}}$ aus Radlasten sind hierbei nicht zu berücksichtigen, vgl. oben. In Abb. 8.2 sind nur die Spannungsanteile aus Biegemomenten angetragen.

Die dargestellte Schweißnaht ist außerdem zur Verdeutlichung vergrößert dargestellt.

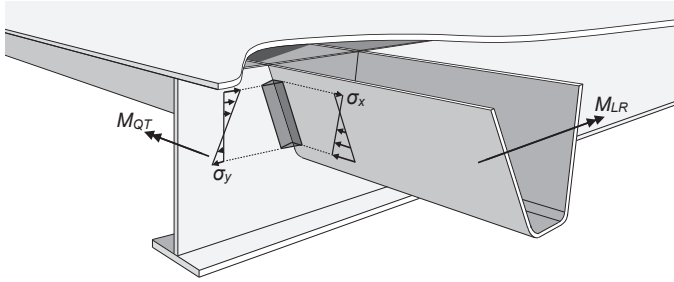


Abb. 8.2: Beanspruchungszustand im Anschlussbereich Längsrippe – Querträgersteg mit multiaxialen Spannungskomponenten aus Biegung (Anteile aus Querkraft nicht abgebildet)

8.3 Vereinfachtes analytisches Berechnungsverfahren

Im Folgenden wird das vereinfachte Berechnungsverfahren vorgestellt, mit dem die Beanspruchungen im Anschlussbereich Längsrippe-Querträger berechnet werden können und das auch der Eurocode 3 Teil 2 [59] in Abs. 9.4.2 vorgibt. Erste Berechnungsansätze für die OSFP leitete CORNELIUS [20] bereits 1952 aus der HUBERSchen Differentialgleichung [114] her. Er betrachtete die OSFP als Kontinuum und ermöglichte den Ansatz beliebiger und über die Plattenhöhe verschmierter Biege- und Drillsteifigkeiten für die zwei zueinander senkrechten Plattenrichtungen. GIENCKE [95] erweiterte den Berechnungsansatz auf die Berücksichtigung der Längsrippenexzentrizität. Eine erste Berücksichtigung der diskreten Struktur ermöglichte das Berechnungsverfahren nach PELIKAN & ESSLINGER [165], das ebenfalls auf der HUBERSchen Differentialgleichung basiert. Generell wird in diesem Rechenverfahren die Torsionssteifigkeit der Querträger vernachlässigt und die Hauptträger als unendlich starr angesehen. Mit Hilfe von Tafeln wurde auch die Schnittgrößenermittlung unter Berücksichtigung unterschiedlicher Stützweiten für die Längsrippen und Querträger erheblich erleichtert. Die Berechnung erfolgt dabei in zwei Schritten. Für die ausführliche Beschreibung des Vorgehens wird an dieser Stelle auf [165] verwiesen.

Nach [59, Abs. 9.4.2] sind die Längsrippen als Durchlaufträger mit federnden Stützungen an den einzelnen Querträgern unter Vernachlässigung des plattenartigen Tragverhaltens und der Torsion abzubilden. Die Modellbildung ist hierzu auch in Abb. 8.3 dargestellt. Die Federsteifigkeiten der

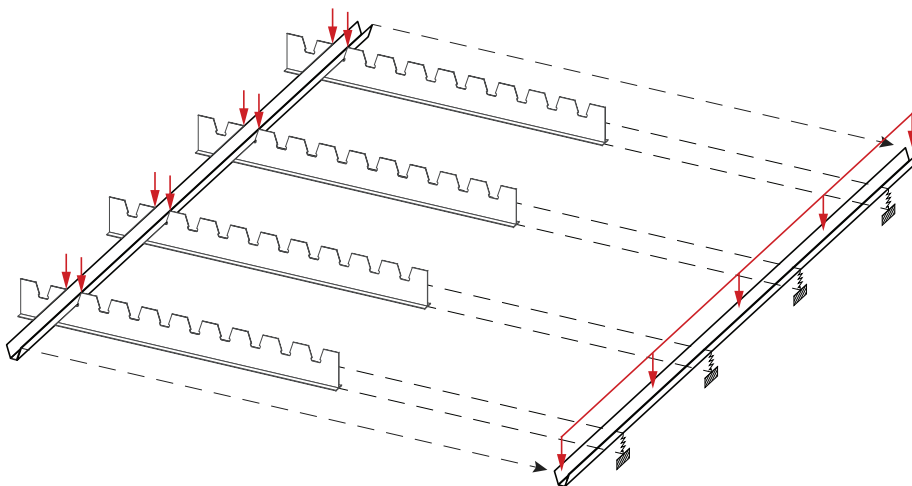


Abb. 8.3: Abbildung der Längsrippen als Durchlaufträger auf elastischen Stützungen [195, Abb. 2.3]

elastischen Stützungen ergeben sich dabei aus der Steifigkeit der Querträger. Die Biegesteifigkeiten der Querträger und der Längsrippen sind dabei unter Berücksichtigung der mittragenden Breite nach DIN EN 1993-1-5, Abs. 3.2 [56] getrennt für Feld- und Stützbereich zu bestimmen. Die Versatzmomente, die sich aus den unterschiedlichen Lagen der Schwerachsen im Feld und an der Stütze ergeben, werden dabei ebenfalls vernachlässigt. Als Belastung werden die Auflagerkräfte des Deckblechs angesetzt, das über den Seitenblechen der Längsrippen als gelagert angesehen wird. Für das Gesamtsystem der durchlaufenden Längsrippen werden anschließend die Lasten auf beiden Seitenblechen addiert, durch die Lastverteilungsbreite b_{lv} des Deckblechs dividiert und als Streckenlast über die Gesamtlänge angesetzt. Hinzu kommt die Auflast aus dem Eigengewicht der Längsrippe unter Ansatz der Bruttoquerschnittsfläche. Die Lastverteilungsbreite b_{lv} ist dabei die Breite, die sich unterhalb einer Radlast (z. B. mit einer Breite von 40 cm für das FLM 3) und unter einem Lastausbreitungswinkel von 45° über den Fahrbahnbelag bis hin zur Mittellinie des Deckbleches ergibt.

Neben den Längsrippen sind auch die Beanspruchungen in den Querträgern näher zu betrachten. Nach FALKE führen die für durchlaufende Längsrippen erforderlichen Ausnehmungen „zu einer Unterbrechung der Schubübertragung zwischen Steg und Obergurt. Die am verbleibenden Stegzahn wirkende Schubkraft bewirkt [außerdem] eine Biegespannung desselben [...]“ [85]. Von der FRIED. KRUPP GMBH [91] wurde deshalb vorgeschlagen, die Querträger in OSFP als Vierendeel-Träger zu idealisieren, siehe auch Abs. 8.2.2 oder auch Abb. 8.4. Dies berücksichtigt nach [91, S. 19], dass die Schubkräfte, die zwischen Deckblech und Stegzahn übertragen werden müssen, zu einem gewissen Teil über Rahmenwirkung abgetragen werden. Diese Rahmenwirkung wird dabei durch das Zusammenwirken von Deckblech und Stegblech verursacht. Die Stegzähne werden entlastet und übertragen dadurch nur einen Anteil der Schubkräfte. Die Abbildung als Vierendeel-Träger ist dementsprechend nur für Querträger mit Stegausnehmungen ansetzbar. Bei durchlaufenden Querträgern ist der gesamte Querträger anzusetzen. Eine Übersicht der anzusetzenden Querschnitte für die einzelnen Stäbe des Vierendeel-Trägers ist in Abb. 8.4 gegeben. Dabei ist für den Obergurt des Vierendeel-Trägers nur das Deckblech mit der mittragenden Breite anzusetzen. Die vertikalen Pfosten werden in einen *Koppelstab* (mit $EI = EA = \infty$) und einen *Stegzahn* aufgeteilt. Durch den Ansatz des biege- und dehnstarrten Koppelstabs kann die Exzentrizität des Stegzahns berücksichtigt werden. Für den Stegzahn sind dann die Querschnittswerte und Steifigkeiten des Steges auf halber Stegzahnhöhe (ohne Längsrippen) zu verwenden.

Als Belastung sind die Auflagerkräfte aus dem Längsrippensystem (System II) anzusetzen, die auf Höhe der einzelnen Seitenbleche bzw. an den äußeren Kanten der Stegzähne angreifen. Somit liegen die Wirkungslinien der Lasten in Feldmitte der einzelnen Obergurtfelder des Vierendeel-Trägers. Das Eigengewicht wird auf Höhe des Schwerpunktes des Untergurtes angesetzt.

Nachzuweisen sind dann der Obergurt und Untergurt mit den Querschnittswerten und Beanspruchungen aus dem Vierendeel-Träger. In einem weiteren Schritt ist der Stegzahn nachzuweisen, der infolge der Schubkräfte, die zwischen Deckblech und Querträgersteg übertragen werden, eine Biege- und Schubbeanspruchung erfährt, siehe hierzu [60, NCINA.G.2.5.3]. Die maßgebenden Schnittgrößen sind dabei den vertikalen Pfosten des Vierendeel-Systems zu entnehmen. Schließlich müssen für den Stegzahn der Schubspannungsnachweis geführt und das Plattenbeulen sowie das Schubbeulen untersucht werden.

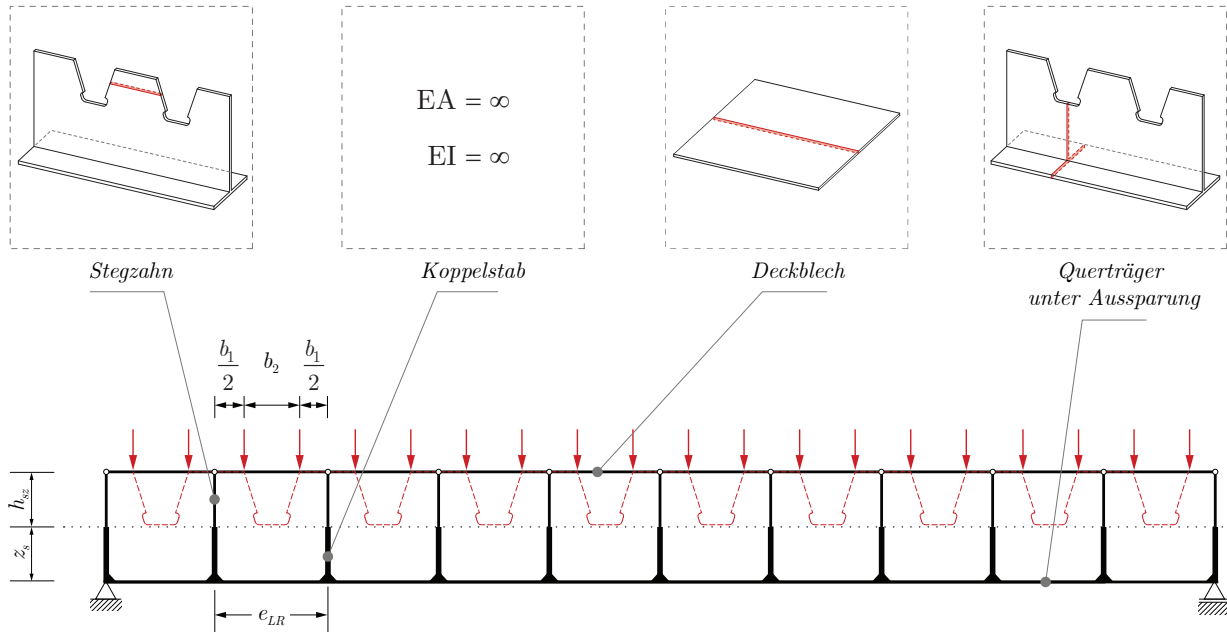


Abb. 8.4: Abbildung der Querträger über ein Vierendeel-System unter Angabe der maßgebenden Querschnitte und Steifigkeiten [195, Abb. 2.5 c]

Neuere analytische Berechnungsansätze für den Anschlussbereich Längsrippe-Querträger wurden von LEENDERTZ [139, Kap. 4] entwickelt und untersucht. Dabei wurde das Tragverhalten konventioneller Querträger, d. h. bestehend aus dem anteiligen Deckblech, einem Stegblech und einem Untergurtblech, in und aus der Querträgerstegebene heraus betrachtet und mit Hilfe von detaillierten Stabwerksmodellen beschrieben. Da sich diese Berechnungsmethoden in der üblichen Praxis noch nicht durchgesetzt haben, sei für eine genauere Beschreibung der einzelnen Ansätze an dieser Stelle auf [139] verwiesen.

8.4 Bisherige numerische Untersuchungen des Beanspruchungszustands

Wie bereits deutlich in Abschnitt 2.4.2 beschrieben wurde, ist eine Verwendung von FE-Berechnungen bei der Bemessung von OSFP, die nicht den konstruktiven Vorgaben des Anhangs C aus DIN EN 1993-2 entsprechen, zurzeit unabdingbar.

Viele der bisher durchgeführten numerischen Untersuchungen an OSFP betrafen jedoch nur das Deckblech oder die Verbindungen und Nähte zwischen Deckblech und Längsrippen, also den Bereich der Kategorie-1-Schäden, siehe neben vielen anderen z. B. [31, 149, 182, 192, 196]. Weitere FE-Untersuchungen betrachteten darüber hinaus nur die Beanspruchungen an den Querträgerstegaussparungen, wie z. B. [19, 29, 30, 140, 145, 167, 187, 212, 213]. Alle dabei erzielten Ergebnisse waren jedoch ausschließlich projekt- oder auch bauwerkspezifisch, sodass eine Anwendbarkeit nicht ohne Weiteres auf andere Geometrien möglich ist.

An dieser Stelle setzen die Untersuchungen von LEENDERTZ [139] an. Hier wurde versucht, das mechanische Tragverhalten des Anschlussbereichs für durchlaufende, trapezförmige Längsrippen mit Hilfe des Strukturspannungskonzepts zu quantifizieren und damit die Verteilung der Span-

nungen zu ermitteln. Mit analytischen und Finite-Elemente-Modellen wurden die Spannungskonzentrationsfaktoren bestimmt. Hierbei zeigte sich einerseits, dass die neu entwickelten analytischen Berechnungsmodelle die tatsächlich vorhandenen Beanspruchungen extrem überschätzen und somit als weitaus zu konservativ einzuschätzen sind, vgl. [139, S. 119]. Andererseits wurde zur Bestimmung der SCF-Werte ein FE-Modell mit nur einer einzigen Schweißnahtkonfiguration (Kehlnähte mit $a_w = 5$ mm) betrachtet. Nach ROMEIJN [174] sind die SCF-Werte stark von den Schweißnahtprofilen abhängig, sodass eine Berücksichtigung und numerische Bestimmung von SCF-Werten bei unterschiedlichen Schweißnahtgeometrien erforderlich ist, nicht zuletzt aufgrund der in der Praxis stark variierenden Ausführungsvarianten und -qualitäten der Anschlussnähte zwischen Längsrippen und Querträger.

Die in [139] hergeleiteten Modelle stellen somit gute Ansätze dar, die nichtsdestotrotz noch nicht ausreichend verifiziert sind, um einen Einsatz in der Praxis zu ermöglichen. Damit wird klar, dass eine effiziente Führung des Ermüdungsnachweises für den in diesem Forschungsvorhaben betrachteten Anschlussbereich derzeit noch nicht möglich ist.

8.5 Numerische Untersuchung des Anschlussbereichs *Längsrippe-Querträger*

8.5.1 Vorbemerkung

Aus dem vorangegangenen Abschnitt kann zusammengefasst werden, dass die bisher durchgeführten numerischen Untersuchungen vorrangig an Anschlüssen zwischen Querträgern und **durchgehenden** Längsrippen (mit oder ohne Querträgerstegausnehmung) durchgeführt wurden. Eine Betrachtung und numerische Untersuchung von eingepassten Längsrippen oder auch von Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt fand bisher noch nicht statt. Eine Vielzahl der sich noch immer im Netz der Bundesfernstraßen befindlichen Stahlgroßbrücken weisen jedoch eben solche Ausführungsvarianten auf.

Im Zuge einer Nachrechnung in Stufe 1 ist nach Nachrechnungsrichtlinie [17], Abs. 10.1.4 (2) (vgl. auch Abs. 2.5) das Ermüdungslastmodell 3 zu verwenden. Um die Wirtschaftlichkeit der Nachrechnung bereits in Stufe 1 zu erhöhen, könnte die Anwendung des Strukturspannungskonzepts sinnvoll sein. [17] widerspricht diesem Vorgehen dabei nicht. Um hierzu den in der Praxis tätigen Ingenieuren ein Hilfsmittel an die Hand zu geben, das eine einfache Bestimmung von Strukturspannungen im Anschlussbereich Längsrippe-Querträger aus dem FLM 3 ermöglicht, wurde eine umfangreiche Parameterstudie auf Grundlage des Strukturspannungskonzeptes durchgeführt, vgl. auch Abs. 2.1.3.

Wie in Abs. 2.2.3 erwähnt, kann das FLM 3 keine genauen lokalen Effekte in der OSFP abbilden. Aus den folgenden Gründen wird trotz dessen das FLM 3 berücksichtigt und den Berechnungen zu Grunde gelegt:

- Es gibt Quellen, die das Ermüdungslastmodell 3 für eine große Anzahl von Brücken und Verkehrszusammensetzungen für konservativ halten. Dies wird auch in [94] bestätigt.

- Im Grunde genommen wurde das FLM 3 für Hauptträger von Straßenbrücken entwickelt. Jedoch befinden sich auch im Querschnitt des Hauptträgers bzw. im Bereich der mittragenden Breite des Hauptträgers Längsrippen sowie Anschlüsse zwischen Längsrippen und Querträgern. Für diese wäre der Ermüdungsnachweis auf Grundlage des FLM 3 somit ohnehin zu führen.
- Beim Ansatz des FLM 4 sind fünf unterschiedliche LKW mit unterschiedlichen Achsabständen und eine Häufigkeitsverteilung der Lasten in Brückenquerrichtung zu berücksichtigen. In den hier durchgeführten Berechnungen wird nur eine bzw. die maßgebende Laststellung des FLM 3 betrachtet.
- Gemäß Nachrechnungsrichtlinie [17] darf außerdem die vergangene Verkehrsentwicklung bei der Bestimmung der einwirkenden Verkehrslasten für das sogenannte modifizierte FLM 4 berücksichtigt werden. Vor allem bei älteren Bauwerken erweist sich dies als günstig, da sich in diesen Fällen die verkehrsschwachen Jahrzehnte des letzten Jahrhunderts stärker auswirken, vgl. auch [94]. Dies führt zu einer etwas konservativeren Vorgehensweise durch die Verwendung des FLM 3.
- Da die Dicke und Materialeigenschaften des Straßenbelags, die den Winkel der Lastverteilung beeinflussen, in der Praxis stark variieren, wurde in den numerischen Untersuchungen auf der sicheren Seite liegend eine Lastverteilung vernachlässigt. Die einwirkenden Radlastpressungen liegen damit sogar über den Werten für das FLM 4.
- Schließlich soll mit Hilfe der numerischen Untersuchungen eine umständliche Schädigungsberechnung mit einem geeigneten Zählverfahren umgangen werden, die für das FLM 4 anzuwenden wäre.

Für *sechs repräsentative Brückenkonstruktionen* wurden in einem ersten Schritt mit Hilfe von numerisch ermittelten Einflusslinien die maßgebenden Laststellungen unter Berücksichtigung des FLM 3 nach DIN EN 1991-2 [52] bestimmt. Anhand der Submodelltechnik wurden in einem weiteren Schritt die lokalen Strukturspannungen an den Schweißnahtübergängen zwischen maßgebender Längsrippe und Querträgersteg berechnet. Die Einflüsse unterschiedlicher geometrischer Schweißnahtparameter wurden ebenfalls quantifiziert. Eine erste Möglichkeit zur Bestimmung und Abschätzung von Strukturspannungen im Anschlussbereich Längsrippe-Querträger in Abhängigkeit der Schweißnahtgeometrie und infolge der lokalen Lasteinleitung aus dem FLM 3 wurde damit geschaffen.

Die strukturbedingten Spannungserhöhungen, die sich aus der Belastung des globalen Brückensystems ergeben, sind jedoch ebenfalls zu berücksichtigen. Die einwirkenden Strukturspannungen können aus den Normalspannungen aus globaler Biegung und Normalkraft mit Hilfe von Spannungskonzentrationsfaktoren aus der Literatur berechnet werden. Eine umfangreiche Zusammenstellung von SCF-Werten wird hierzu z. B. von DNV [70] bereitgestellt. Vereinfacht können auch die SCF-Werte aus den hier vorgestellten Tabellen C.1 bis Tab. C.12 in Anhang C verwendet werden. Jedoch sollten immer mindestens die maßgebenden SCF-Werte aus [70] zum Einsatz kommen.

Für alle in diesem Abschnitt durchgeführten FE-Berechnungen wurde das Programm ANSYS, Version 16.2 [2] und 18.0 [3] verwendet. Die globalen Modelle wurden dabei aus 2D-Schalenele-

menten erstellt, während sich die Submodelle aus 3D-Volumenelementen zusammensetzten. In allen Berechnungen wurde ein linear-elastisches Materialverhalten des Stahls angenommen. Der Elastizitätsmodul wurde zu $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$ angesetzt, die Querdehnungszahl zu $\nu = 0,30$. Es ist an dieser Stelle besonders darauf hinzuweisen, dass eine Validierung der hier vorgestellten FE-Modelle aufgrund fehlender Messdaten, wie z.B. Dehnungsmessungen an den abgebildeten realen Brückentragwerken unter klar definierten Lasten, aus Zeit- und Kostengründen nicht möglich gewesen ist. Die hier angegebenen SCF-Werte sind somit nicht gänzlich abgesichert, stellen aber gute Schätzwerte dar, die auch zur Bestimmung von korrigierten Nennspannungen nach DIN EN 1993-1-9, Abschnitt 6.3 [58] verwendet werden können.

8.5.2 Strukturspannungsberechnung

Der Ermüdungsnachweis des Anschlussbereichs Längsrippe-Querträger kann i. d. R. nur mühevoll wirtschaftlich unter Verwendung von Nennspannungen σ_{nom} erfolgen. Aus den bereits in Abschnitt 2.4.2 vorgestellten Hintergründen ist eine Bestimmung der tatsächlichen Beanspruchung nur in unzureichender Weise möglich. Aus diesem Grund kommt im Folgenden das Strukturspannungskonzept unter Anwendung einer FE-Analyse zum Einsatz, vgl. hierzu auch Abs. 2.1.3 und 2.3.3. Hierbei ist nach [174] besonders die Abbildung der groben Geometrie der Schweißnähte und der Lagerungsbedingungen wichtig. Die Spannungen werden senkrecht zur Schweißnaht mit einer linear-elastischen Berechnung an zwei oder drei Stützstellen in definierten Abständen ermittelt. Entsprechende Vorgaben für diese Abstände an Rundhohlprofilknoten sind in [216] gegeben, siehe auch 2.3.3. Für Konstruktionen aus ebenen Blechen sind die genannten Abstände z. B. aus [111, Abs. 2.2.3.4] zu entnehmen. Die Strukturspannungen sind dann durch Extrapolation aus den zuvor berechneten Spannungen zu bestimmen, siehe Abb. 2.1. Die Spannungen in den in diesem Kapitel vorgestellten Berechnungen wurden nach HOBACHER [111], Gl. (2.8) und über eine quadratische Extrapolation mit Werten in Abständen von $0,4t$, $0,9t$ und $1,4t$ vom Schweißnahtübergang bestimmt, siehe auch Gl. (8.1).

$$\sigma_{\text{HS}} = 2,52 \cdot \sigma_{0,4t} - 2,24 \cdot \sigma_{0,9t} + 0,72 \cdot \sigma_{1,4t} \quad (8.1)$$

Diese Extrapolationsbeschreibung wird in [111] vor allem bei stark nichtlinearen Spannungsverläufen zum Nahtübergang oder auch bei abrupten Richtungsänderungen der Lastpfade empfohlen, so wie es in den betrachteten Anschlussbereichen der Fall ist.

Während es für Hohlprofilkonstruktionen eine weitere Möglichkeit gibt Strukturspannungen mit Hilfe von Tabellen oder auch Diagrammen unter Betrachtung von SCF-Werten zu bestimmen sind dem Autor für weitere Anwendungsfälle keine weiteren umfangreichen Tabellenwerke bekannt. Hier setzen die im Folgenden vorgestellten numerischen Untersuchungen an, mit Hilfe derer ein erster Versuch unternommen worden ist, ein Tafelwerk für den Anschlussbereich Längsrippe-Querträger in Abhängigkeit der ausgeführten Schweißnahtprofile zusammenzustellen. Dabei wurden im Rahmen dieser Arbeit die Untersuchungen in [127] um vier weitere ausgewählte und repräsentative Brückenkonstruktionen, also auf sechs erweitert. Mit den hier vorgestellten SCF-Werten lassen sich dann Strukturspannungen aus den Nennspannungen herleiten, die anhand der vereinfachten Schnittgrößenermittlung nach Abs. 8.3 bestimmt wurden. Die allgemeine Berechnungsregel hierzu ist in Gl. (2.2) vorgegeben.

Berücksichtigt wurden außerdem mögliche Achsversätze, wie sie bei eingepassten Längsrippen auftreten können, in dem die angegebenen SCF-Werte um 5% erhöht wurden. Nach [111, Table 3.20] sind zudem spannungserhöhende Effekte aus Achsversätzen in Höhe von 5% bereits in den anzuwendenden Kerbfällen auf Strukturspannungsniveau hinterlegt. Die Berücksichtigung auf der Einwirkungsseite innerhalb der SCF-Werte sorgt somit für eine Vergleichbarkeit zwischen Einwirkung und Widerstand. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass Achsversätze, die zu weitaus größeren Spannungen führen würden, explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen sind.

8.5.3 Globale FE-Modelle der orthotropen Stahlfahrbahnplatten

8.5.3.1 Vorgehen und Belastung

Um den Rechenaufwand so gering wie möglich zu halten, wurden nur Ausschnitte der betreffenden OSFP mit Hilfe von parametrisierten, räumlichen FE-Modellen aus Schalenelementen des Typs Shell181 modelliert. Die groben Abmessungen wurden entweder vorhandenen Ausführungsplänen, der umfangreichen Zusammenstellung von WEITZ [208] oder anderen Quellen entnommen, [138, 184, 185, 197].

Als Belastung wurde in allen Fällen und in Anlehnung an [17], Abs. 10.1.4 (2) (vgl. auch Abs. 2.5) ausschließlich das Ermüdungslastmodell 3 (FLM 3) betrachtet und aufgebracht, s. auch Abb. 2.4. Für alle anderen Lastfälle sind die SCF-Werte z. B. in [70] zu verwenden. Dadurch, dass die generellen Plattenabmessungen in den Finite-Elemente-Modellen zu beiden Richtungen 6 m nicht überschritten (entspricht dem Achsenabstand des FLM 3), wurde jeweils nur eine Doppelachse mit insgesamt vier Radlasten berücksichtigt. Eine Laststrahlung wurde dabei vernachlässigt.

In den Untersuchungen an den globalen Modellen ging es einzig und allein um die Betrachtung der Beanspruchungen an der maßgebenden Längsrippe bei unterschiedlichen Laststellungen. Aufgrund dessen wurden an den globalen Modellen auch noch keine Schweißnahtdetails berücksichtigt oder auch modelliert. Um die maßgebende Laststellung bestimmen zu können, wurden zuerst die Radaufstandsflächen des FLM 3 in Abständen von jeweils 10 bis 20 mm in x - bzw. in Brückenquerrichtung schrittweise versetzt und je Position die Strukturspannungen an vier Stellen aller Längsrippen bestimmt. Diese sind z. B. in Abb. 8.6 dargestellt. Für jede mögliche Lastposition wurden somit an mehreren Stellen die Strukturspannungen bestimmt und daraus Einflusslinien hergeleitet, die schließlich als Referenz für den Vergleich dienten.

8.5.3.2 Statische Systeme

Wie bereits erläutert, wurden generell sechs repräsentative Brückenkonstruktionen numerisch untersucht und modelliert. Davon besitzen drei untersuchte und numerisch modellierte Tragwerke OSFP mit trapezförmigen Längsrippen, weshalb diese FE-Modelle und Systeme im Folgenden als *T-Modelle* bezeichnet werden. Die entsprechenden Brückenkonstruktionen sind

- die Berliner Brücke bei Duisburg (**TB**-Modell),
- die Rheinbrücke Rees-Kalkar (**TR**-Modell) und

- die Friedrich-Ebert-Brücke bei Duisburg-**H**omberg (**TH**-Modell).

Die drei weiteren Brückenkonstruktionen weisen **Y**-förmige Längsrippen auf und sind im Folgenden mit **Y-Modelle** definiert. Die entsprechenden Brückenkonstruktionen sind

- die Brücke über den Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop (**YB**-Modell),
- die Moselbrücke Eh**R**ang (**YR**-Modell) und
- die Talbrücke über den **H**aselholmer Wasserlauf in Schleswig (**YH**-Modell).

Diese Brücken wurden deshalb ausgewählt, weil sie sich einerseits noch im deutschen Netz der Bundesfernstraßen befinden und in naher Zukunft nicht durch einen Neubau ersetzt werden (Stand: April 2020) und andererseits durchlaufende Querträgerstege aufweisen.

Alle globalen Modelle wurden an den Querrändern oder auch x -Rändern als eingespannt angenommen, um der höheren Steifigkeit der Hauptträger Rechnung zu tragen, vgl. Abb. 8.5. Die Längen der Fahrbahnausschnitte wurden außerdem zu $0,5 \cdot a_{QT} + a_{QT} + 0,5 \cdot a_{QT}$ gewählt. Dabei stellt a_{QT} den jeweiligen Querträgerabstand dar. Der Abstand der Querträger zu den Brückenlängsenden (z -Richtung) hin betrug somit $a_{QT}/2$. Zusätzlich wurde an den z -Rändern Symmetrie vorausgesetzt, wodurch eine Verschiebung in z -Richtung und die Rotation um die x -Achse unterbunden wurde. Hierbei ist zu beachten, dass durch diese angenommene Symmetrieebene nicht nur die Fahrbahnplatte als fortlaufend abgebildet wird, sondern auch die Lasten gespiegelt werden. Abb. 8.5 veranschaulicht hierzu das globale TB-Modell und die angesetzten Lagerungsbedingungen. Die x -Ränder stellen dabei die eingespannten Enden dar. Die z -Ränder repräsentieren dementsprechend die Symmetrieebenen. In Tab. 8.1 sind ergänzend hierzu alle Platten- und Blechabmessungen für die T- und Y-Modelle zur Übersicht zusammengestellt.

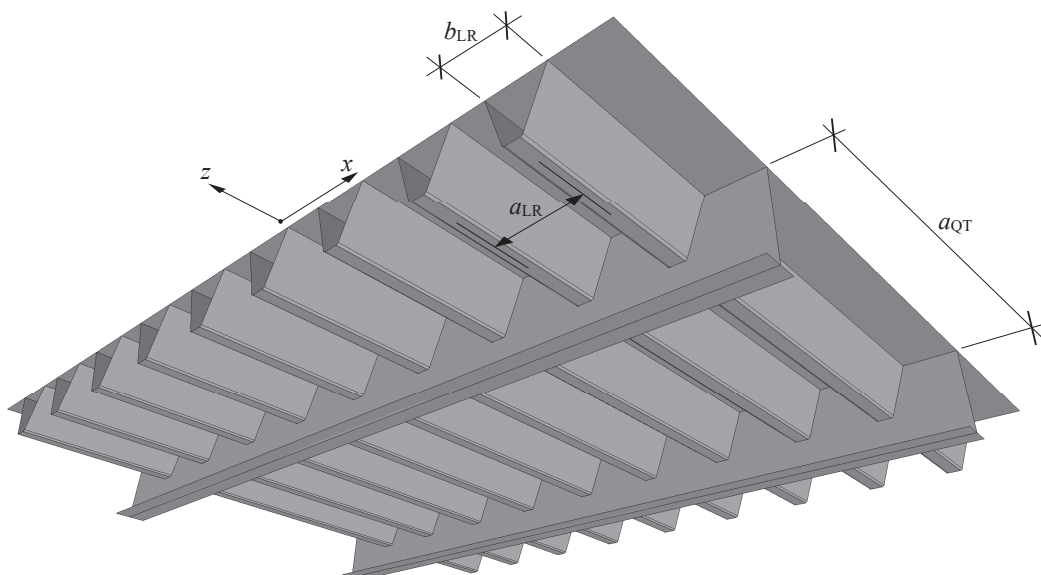


Abb. 8.5: Globales FE-Modell einer untersuchten OSFP, hier das TB-Modell mit trapezförmigen Längsrippen

8.5 Numerische Untersuchung des Anschlussbereichs Längsrippe-Querträger

Tab. 8.1: Platten- und Blechabmessungen der globalen Modelle

Abmessung	Symbol	T-Modelle ^a [mm]			Y-Modelle ^a [mm]		
		TB	TR	TH	YB	YR	YH
Deckblechdicke	t_{DB}	12	12	14	12	12	12
Dicke Seitenblech	t_{LR}	6	6	8	6	7	6
Breite Längsrippe	b_{LR}	334,6	330	300	300	300	307,5
Höhe Hohlquerschnitt	h_{LR}	306	253	253	187	245	247
Höhe halbes I-Profil	h_i	–			100	70	80
Längsrippenabstand	a_{LR}	245,4	270	300	300	300	292,5
Stegdicke halbes I-Profil	$t_{i,w}$	–			7,5	8	9
Breite halbes I-Profil	b_i	–			90	70	80
Flanschdicke halbes I-Profil	$t_{i,f}$	–			11,3	8	9
Querträgerabstand	a_{QT}	2.164	3.215	2.140	3.319,1	3.300	3570
Querträgerhöhe	h_{QT}	511	762-912	861	650	740	824
Dicke Querträgersteg	t_{QT}	8	8	8	8	8	10
Dicke Querträgeruntergurt	t_{ug}	10	12	20	10	10	12
Breite Querträgeruntergurt	b_{ug}	220	300	220	180	250	200
Ausschnittsbreite der OSFP	b_{pl}	5.500	15.000	14.300	6.900	10.500	10.000

^a TB: Berliner Brücke bei Duisburg; TR: Rheinbrücke Rees-Kalkar; TH: Friedrich-Ebert-Brücke bei Duisburg-Homberg; YB: Brücke über den Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop; YR: Moselbrücke Ehrang; YH: Talbrücke über den Haselholmer Wasserlauf in Schleswig

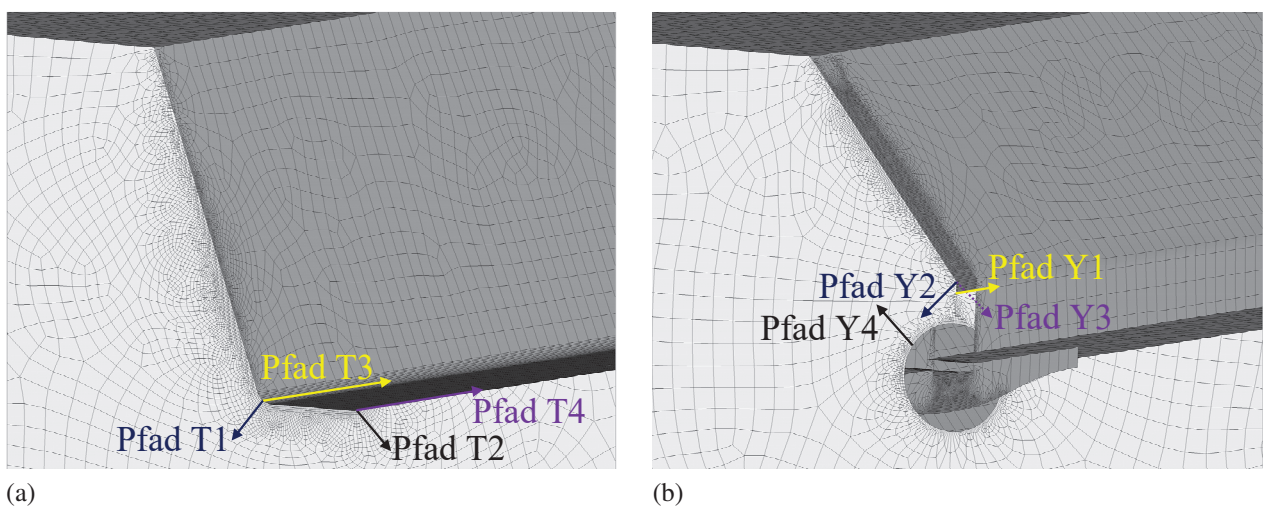


Abb. 8.6: Verfeinerte Vernetzung der globalen FE-Modelle der untersuchten OSFP: (a) T-Modell mit trapezförmigen Längsrippen und (b) Y-Modell mit Y-förmigen Längsrippen

8.5.3.3 Modellierung und Diskretisierung

Alle Modelle wurden aufeinander aufbauend zuerst aus Punkten (keypoints), Linien und schließlich aus Flächen erstellt (bottom-up modeling), die für die Anwendung von Schalenelementen ausreichen. Dabei musste darauf geachtet werden, dass sich die einzelnen definierten Punkte auf den Mittelflächen der einzelnen Bleche der OSFP befinden. Für die Modellierung der Y-Modelle war es schließlich noch erforderlich die Querträgerstegausnehmungen und die Durchbindelaschen zu berücksichtigen, vgl. auch Abb. 8.6 (b). Für die Schalenelemente wurde der Typ SHELL181 verwendet. Hierbei handelt es sich um ein 4 Knoten umfassendes Element, das über eine isoparametrische Formulierung mit linearen Ansatzfunktionen verfügt. Außerdem besitzt es sechs Freiheitsgrade an jedem Knoten (Verschiebungen u , v und w sowie die Verdrehungen um die Achsen x , y und z).

Bei der Vernetzung der FE-Modelle wurde nahezu allen Flächen eine Elementgröße von $l_e = 20$ mm zugewiesen. Nur in den Bereichen von besonderem Interesse, also in den Anschlussbereichen zwischen Querträger und Längsrippen wurde auf eine feine Vernetzung geachtet. Die Elementkantenlänge wurde hierbei zu 1,25 mm gewählt und lag damit in dem von NIEMI ET AL. [159] empfohlenen Bereich. Abb. 8.6 vermittelt einen Eindruck von der Feinheit der Vernetzung an den untersuchten globalen Modellen. Auch sind hierbei bereits die Auswertungspfade markiert, auf denen die Strukturspannungen in Abhängigkeit der Lastposition ausgewertet, berechnet und miteinander verglichen wurden.

Die Verteilung der VON MISES-Vergleichsspannungen an den in Abb. 8.6 dargestellten Anschlussbereichen ist Abb. 8.7 zu entnehmen. Die absoluten Spannungswerte sind hierbei von untergeordneter Rolle und werden deshalb nicht näher betrachtet. Anhand von Abb. 8.7 soll nur die generelle Beanspruchungssituation verdeutlicht werden und erläutert werden, weshalb die Auswertungspfade auf die entsprechenden Positionen gelegt wurden.

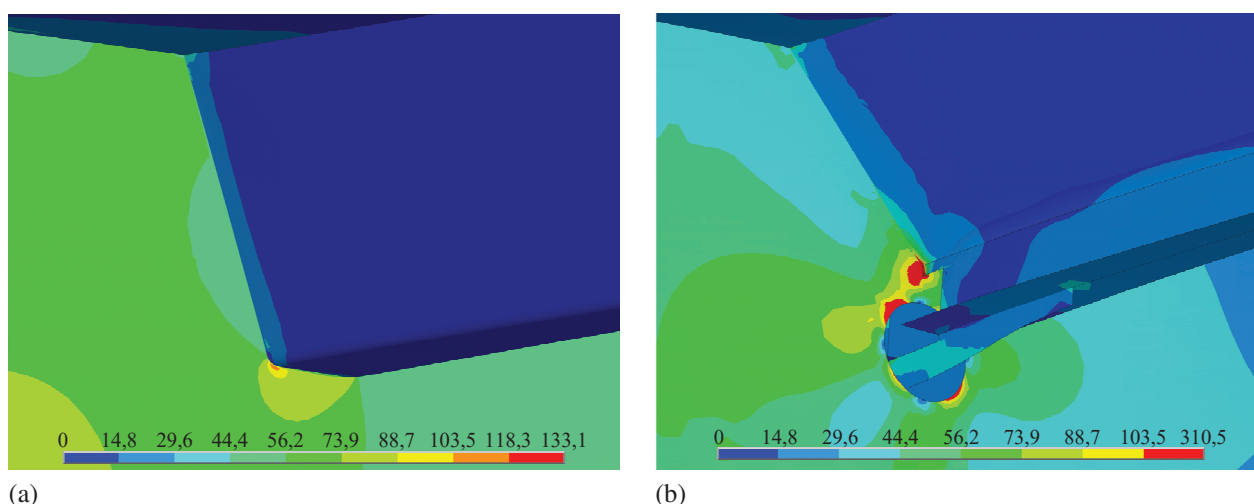


Abb. 8.7: VON MISES-Vergleichsspannungen der globalen FE-Modelle der untersuchten OSFP: (a) T-Modell mit trapezförmigen Längsrippen und (b) Y-Modell mit Y-förmigen Längsrippen

8.5.3.4 Maßgebende Laststellungen

Zur Bestimmung der maßgebenden Laststellungen wurden Einflusslinien der Strukturspannungen an den zuvor definierten Pfaden in Abhängigkeit der Radlastposition hergeleitet. Betrachtet wurde zuerst die Position in Brückenquerrichtung (x -Richtung). In Abb. 8.8 sind hierzu beispielsweise die Einflusslinien an den beschriebenen Pfaden im TB-Modell dargestellt. Auf der Abszisse ist der Abstand der Radlast vom linken Hauptträger aufgetragen, während auf der Ordinate der zugehörige Strukturspannungswert je Pfad angegeben ist.

Anhand von Abb. 8.8 lässt sich erkennen, dass sich die maximalen Spannungen für das TB-Modell bei einem Abstand der Radlasten zum linken Hauptträger von 630 mm und am Pfad T1 ergeben, also an der linken Unterkante der ersten Trapezhohlsteife bzw. der Längsrippe, die dem Hauptträger am nächsten liegt. Für die restlichen untersuchten Brückenkonstruktionen konnten die in Tab. 8.2 angegebenen maßgebenden Lastpositionen, Pfade und Längsrippen hergeleitet werden.

Bei den Y-Modellen konnten teilweise die höchsten Spannungen an den Querträgerstegausnehmungen, also am Pfad Y4 in Abb. 8.6 (b), beobachtet werden. Da diese jedoch aufgrund der höheren Ermüdungsfestigkeit der Querträgerstegausnehmungen (z. B. Kerbfall 125 bzw. Detail 5 aus [58, Tabelle 8.1]) nicht zwangsläufig maßgebend werden, wurden nur die restlichen Pfade (Y1 bis Y3) zur Bestimmung der Laststellungen als relevant angesehen. Die maßgebende Radlastpo-

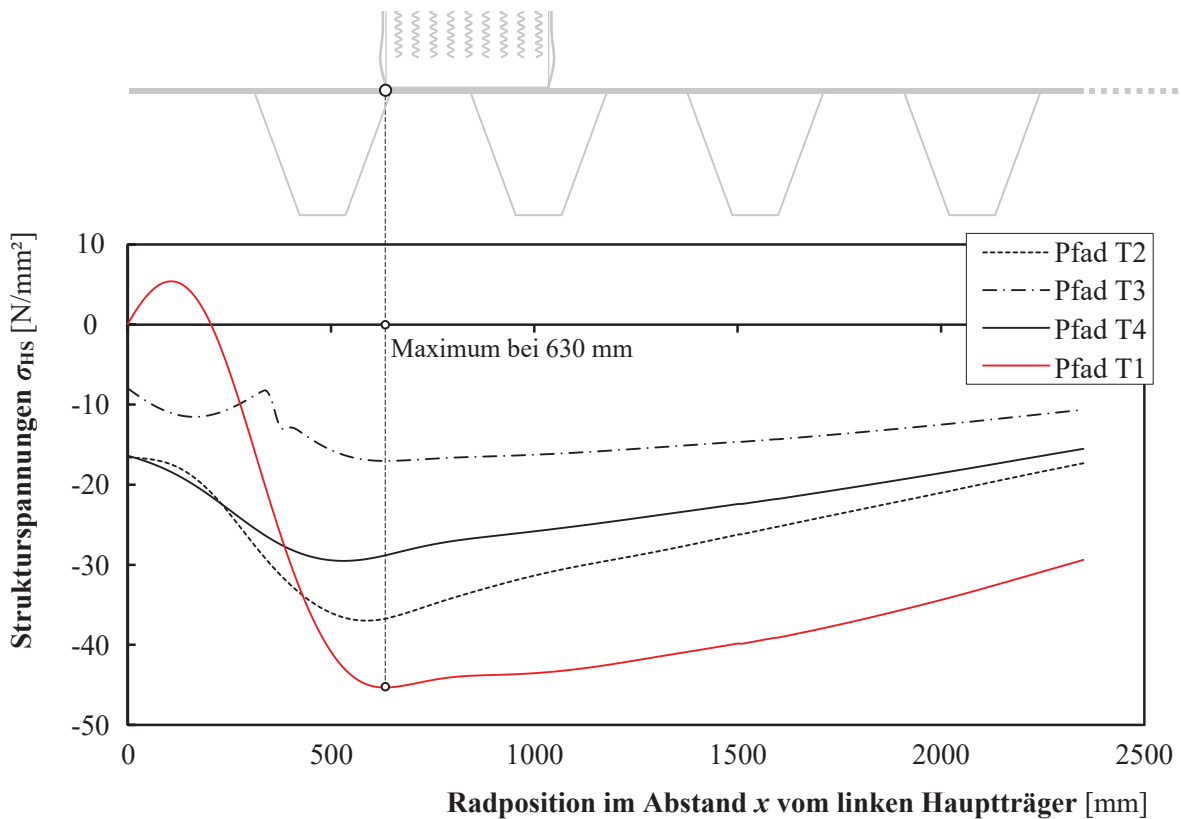


Abb. 8.8: Einflusslinien des globalen T-Modells mit trapezförmigen Längsrippen. Die zugehörigen Pfade sind hierzu in Abb. 8.6 (a) visualisiert

Tab. 8.2: Platten- und Blechabmessungen der globalen Modelle

FE-Modell ^a	Längsrippen-Nr. ^b	Abstand Radlast-Hauptträger [mm]	Maßgebender Pfad ^c
TB	1	630	T1
TR	1	270	T2
TH	1	800	T2
YB	1	470	Y1
YR	1	550	Y1
YH	2	1.330	Y1

^a TB: Berliner Brücke bei Duisburg; TR: Rheinbrücke Rees-Kalkar; TH: Friedrich-Ebert-Brücke bei Duisburg-Homberg; YB: Brücke über den Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop; YR: Moselbrücke Ehrang; YH: Talbrücke über den Haselholmer Wasserlauf in Schleswig. ^b Vom Hauptträger aus und in chronologischer Reihenfolge gezählte Längsrippe. ^c Siehe Abb. 8.6 für die Pfaddefinitionen.

sition für das TB-Modell ist beispielsweise in Abb. 8.8 eingetragen. In Abb. 8.9 sind außerdem am Beispiel des TB- und YB-Modells die Laststellungen in der Draufsicht abgebildet und rot markiert.

Zusätzlich wurde überprüft, für welche Position in Brückenlängsrichtung (z -Richtung) die Strukturspannungen maximal werden. Hierbei ergaben sich jeweils die höchsten Spannungen dann, wenn die Radlasten direkt am Querträgersteg endeten. Dies wird auch in den Untersuchungen aus [127, Kap. 6] oder auch in [121] bestätigt. Die Positionen der Radlasten in Brückenquerichtung stimmen weiterhin gut mit der maßgebenden Laststellung aus [187, Figure 29] überein. Die so bestimmten maßgebenden Laststellungen wurden anschließend in einem weiteren Schritt fixiert und für die Untersuchung der Submodelle vorausgesetzt.

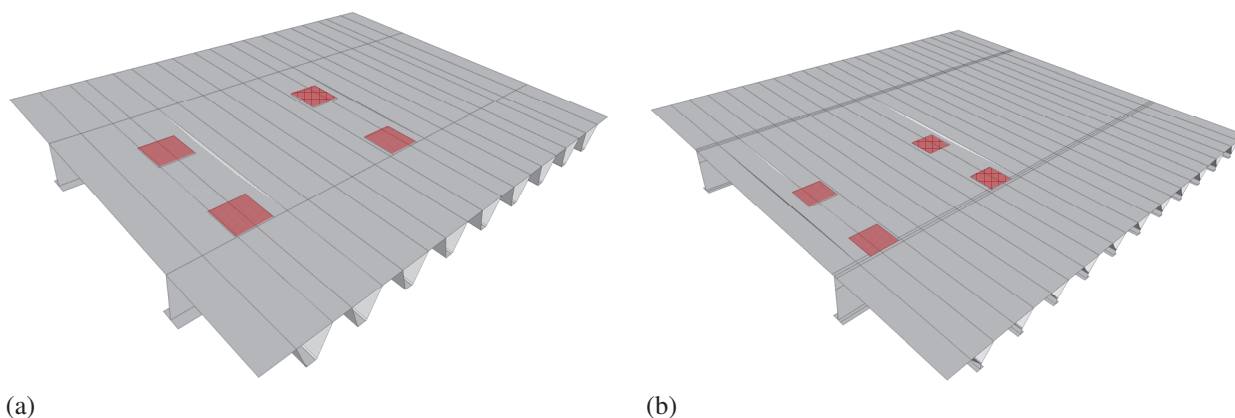


Abb. 8.9: Isometrische Draufsicht der globalen FE-Modell: (a) TB-Modell mit trapezförmigen Längsrippen und (b) YB-Modell mit Y-förmigen Längsrippen

8.5.4 Submodelle der orthotropen Stahlbahnplatten

8.5.4.1 Aufbau und Geometrie

Der erste Schritt beim Aufbau der Submodelle zur Untersuchung und Bestimmung von Strukturspannungen bestand darin, die wichtigen Bereiche aus den globalen FE-Modellen aus Abs. 8.5.3 mit Hilfe vordefinierter Parameter (vgl. Tab. 8.1) zu beschreiben und zu modellieren. Das globale Modell musste außerdem bereits vorab gelöst worden sein. Die parametrisierte Beschreibung stellte grundsätzlich sicher, dass sich das Submodell an der richtigen Position bezüglich des kartesischen Koordinatensystems der globalen Modelle befand. Dadurch war auch gewährleistet, dass die zu einem späteren Zeitpunkt als Lasten aufgebrachtten Knotenverschiebungen aus den globalen Modellen auf die richtigen Knoten der Submodelle aufgebracht wurden. Anschließend wurden erneut keypoints definiert und ähnlich zur Modellierung der globalen Modelle daraus aufeinander aufbauend zuerst Linien, Flächen und dann Volumen erstellt. Dies ermöglichte auch größtmögliche Freiheit bei der Schweißnahtimplementierung. Die Übersichten der Submodellgeometrien sind am Beispiel der Modelle TB und YB in Abb. 8.10 (a) und (b) dargestellt. In

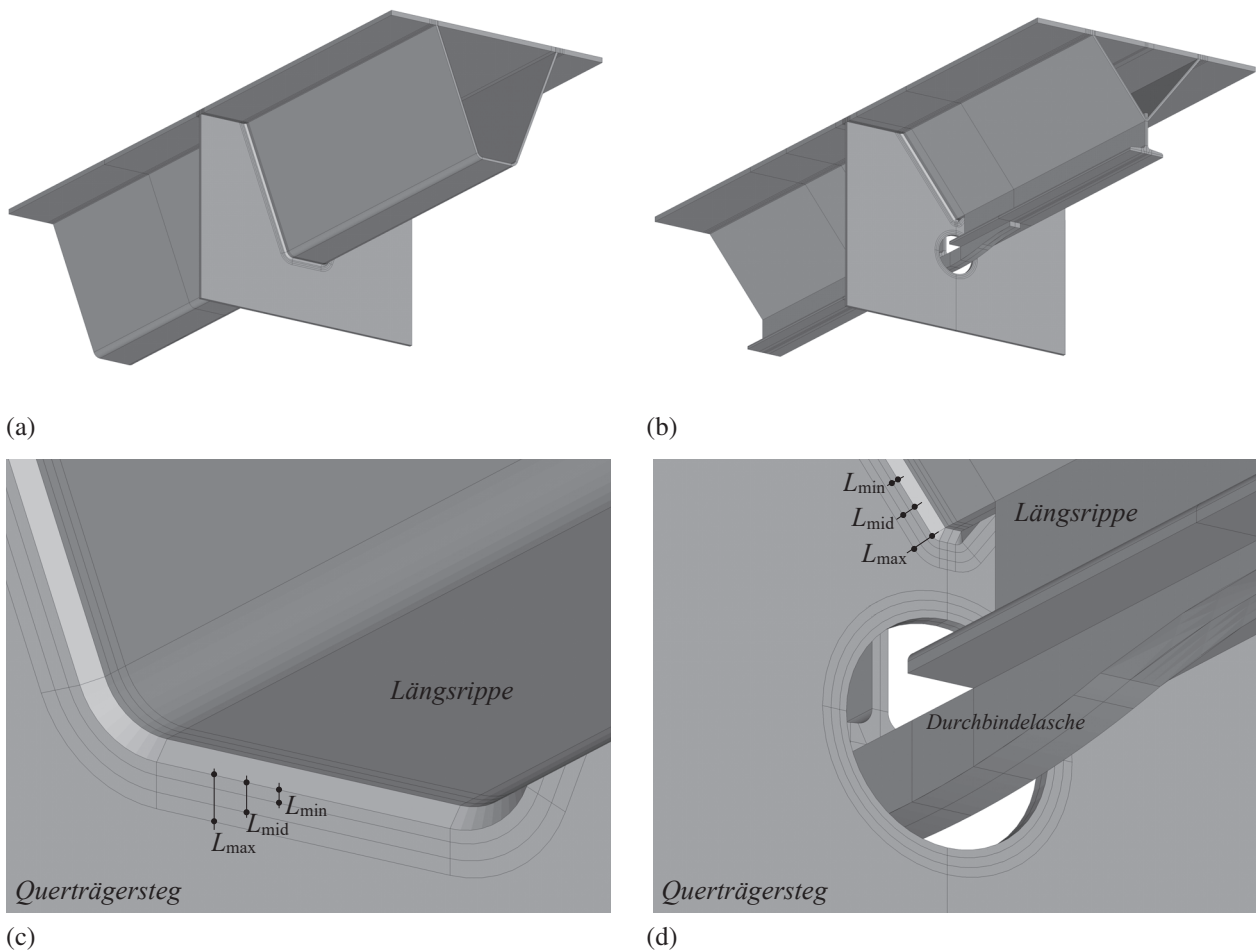


Abb. 8.10: Anschlussbereich Längsrippe-Querträger (a) des Submodells TB und (b) des Submodells YB. (c) und (d): Details der jeweiligen Anschlussbereiche

Abb. 8.10 (c) und (d) sind zusätzlich hierzu Details der jeweiligen Anschlussbereiche illustriert.

Beim Aufbau der Submodelle wurde zudem darauf geachtet, dass die Deckblechoberfläche so unterteilt ist, dass auch die Radlasten auf den Submodellen berücksichtigt und aufgebracht werden konnten. Die Länge der Submodelle TB und YB betrug 1600 mm. Zur Reduktion des Rechenaufwands wurden alle restlichen Submodelle mit einer Länge von 1000 mm ausgeführt. Die Breite entsprach in allen Fällen der Summe aus Längsrippenbreite b_{LR} und Längsrippenabstand a_{LR} , siehe auch Abb. 8.5. Die Höhe des modellierten Querträgerstegs wurde in allen Fällen zu 450 mm gewählt.

Die Abmessungen der einzelnen Bleche und Querschnitte wurden entweder Brückenplänen, der umfangreichen Zusammenstellung von [208] oder anderen Quellen entnommen [138, 184, 185, 197] und sind in Tab. 8.1 zusammengestellt. Für eine einfache Bestimmung der Strukturspannungen im Anschlussbereich Längsrippe-Querträger wurden in definierten Abständen zu den Schweißnahtübergängen, also in Abständen von $L_{min} = 0,4t$, $L_{mid} = 0,9t$ und $L_{max} = 1,4t$ nach Gl. (8.1), für die spätere Spannungsauslese die entsprechenden Volumen aufgeteilt. Die Ansichten der Anschlussbereiche mit den entsprechenden Unterteilungen sind in Abb. 8.10 dargestellt. An den Ausnehmungen der Y-Submodelle wurden die Strukturspannungen vernachlässigt, da sich ansonsten die Pfade um die Schweißnaht und die Pfade um die Ausnehmung gekreuzt hätten. Dies hätte dazu geführt, dass sich die Einflussbereiche der sich gegenüberliegenden Schweißnahtkerbe und Ausnehmungskante überlagert hätten. Für die Ausnehmungen aller Y-Submodelle wird deshalb vereinfacht der maximale SCF-Wert, bzw. Kerbfaktor α_K für die Ausnehmung, aus [127, Tab. 3.5] von $\approx 3,6$ empfohlen.

8.5.4.2 Diskretisierung

Für die Vernetzung der Submodelle wurden unter Zugrundelegung eines linear-elastischen Materials mit einem Elastizitätsmodul von $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$ und einer Querdehnungszahl von $\nu = 0,3$ Hexaeder-Volumenelemente des Typs SOLID186 verwendet [2, 3]. Dieser Elementtyp umfasst 20 Knoten und verfügt über quadratische Ansatzfunktionen sowie eine isoparametrische Formulierung. Hierbei wurde ein reduziertes Integrationsschema $2 \times 2 \times 2$ vorgesehen. Ähnlich zu der Problematik in Abs. 5.8, konnte dieser Elementtyp aufgrund der sich infolge der unterschiedlichen untersuchten Schweißnähte ergebenden komplexen Geometrie, jedoch nicht bei der Vernetzung der Schweißnähte verwendet werden. Für die Vernetzung der Schweißnähte und teilweise auch bei der Vernetzung der Durchbindelaschen der Y-Submodelle wurde deshalb von vierseitigen Volumenelementen des Typs SOLID187 Gebrauch gemacht [2, 3]. Dieser Typ stellt Tetraeder-Elemente (Volumenelement mit vier dreieckigen Seitenflächen) mit 10 Knoten dar und besitzt ebenfalls quadratische Ansatzfunktionen sowie eine isoparametrische Formulierung.

Generell wurde für alle Volumen eine Elementkantenlänge von 2 mm vorgegeben. In Bereichen von geringerem Interesse wurde diese jedoch auf bis zu 50 mm erhöht. Für die Vernetzung der Seitenbleche wurde den Kanten eine Unterteilung von 100 bis 157 Elementen vorgegeben, sodass sich eine Elementgröße von ca. 2 mm ergab. Alle ebenen Bleche, wie z. B. das Deckblech oder der Querträgersteg, wurden außerdem mit zwei bis vier Elementen über die Dicke modelliert. Die Anzahl Elemente in den Schweißnähten wurde je nach Schweißnahtdicke a zu 3 bis 6 gewählt,

sodass sich auch in diesem Fall Elementkantenlängen von ca. 2 mm ergaben. Abbildungen der vernetzten Anschlussbereiche am Beispiel des TB- und YB-Submodells sind in Abb. 8.11 (a) bis (c) zusammengestellt.

8.5.4.3 Belastung

Die für die Submodelle anzusetzende Belastung ergab sich indirekt aus der Belastung des globalen T- bzw. Y-Modells, die jeweils im Vorfeld zur Erstellung der Submodelle berechnet und gelöst wurden. Hierbei wurden für die Knoten, die im Hinblick auf ihre Koordinaten an das umgebende globale Modell angrenzten, im globalen Modell die entsprechenden Knotenverschiebungen ausgelesen. Im Anschluss daran konnten die bestimmten Verformungen als Verschiebungsrandbedingungen auf die Randknoten der Submodelle aufgebracht werden. Dadurch, dass sich die Submodelle in Bereichen befanden, in denen Radlasten direkt auf den entsprechenden Deckblechen aufgebracht wurden, mussten diese zur Aufrechterhaltung der Kräftegleichgewichte auch in den Submodellen berücksichtigt werden.

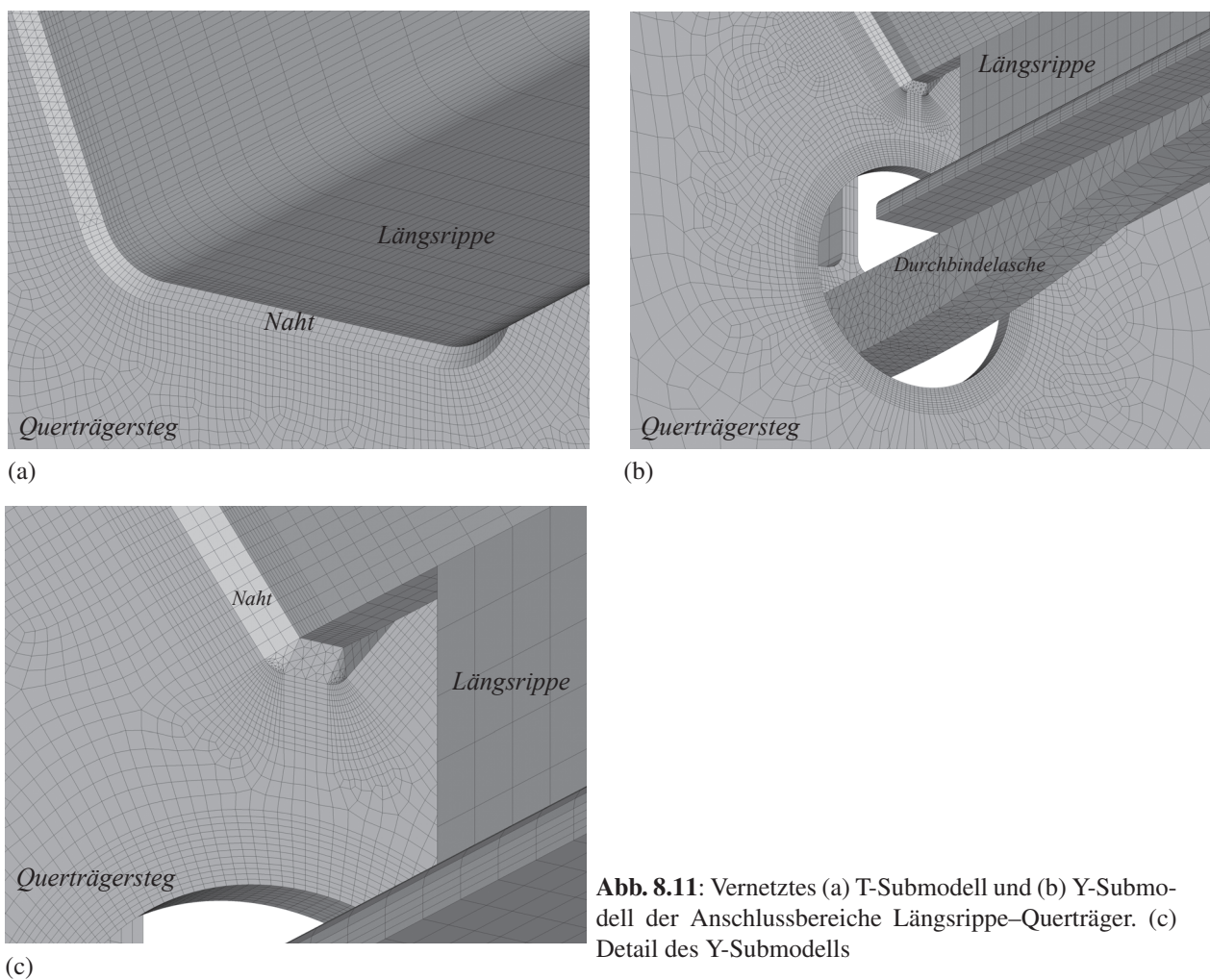


Abb. 8.11: Vernetztes (a) T-Submodell und (b) Y-Submodell der Anschlussbereiche Längsrippe–Querträger. (c) Detail des Y-Submodells

8.5.4.4 Strukturspannungsermittlung

Die Strukturspannungen wurden über die quadratische Extrapolation nach HOBACHER [111], Gl. (2.8) berechnet. Als Grundlage für die Extrapolation wurde dazu in den oben vorgestellten und ausgewählten Abständen von den Schweißnahtübergängen der Spannungstensor ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$) ausgelesen. Die Strukturspannungsbestimmung wurde mit den Spannungskomponenten senkrecht zum Schweißnahtübergang durchgeführt. Für die Strukturspannungsbestimmung am Nahtübergang zu den Längsrippen konnte unmittelbar die Komponente σ_z (Brückenlängsrichtung nach Abb. 8.5) verwendet werden. Für die Strukturspannungen am Querträgersteg musste jedoch die Komponente senkrecht zum Schweißnahtübergang zuerst durch Spannungstransformation hergeleitet werden. Das Vorgehen bei einer solchen Transformation soll beispielhaft an dem in Abb. 8.12 dargestellten Pfad auf dem Querträgersteg verdeutlicht werden. Dieses Vorgehen konnte auch in [131] oder zur Strukturspannungsberechnung in Abs. 5.8.4 angewendet werden.

„Der betrachtete Pfad wird durch zwei Punkte a und b gebildet, die durch ihre kartesischen Koordinaten (x, y, z) im Raum definiert werden, wobei a auf dem Schweißnahtübergang liegt. Die Länge des Pfades berechnet sich dann zu:

$$\Delta x = x_b - x_a \quad \Delta y = y_b - y_a \quad \Delta z = z_b - z_a \quad (8.2)$$

$$r = \sqrt{(\Delta x)^2 + (\Delta y)^2 + (\Delta z)^2} \quad (8.3)$$

Damit lassen sich die Richtungskosinusse zwischen der Pfadrichtung \hat{x} , die senkrecht zum Schweißnahtübergang verläuft, und den globalen Koordinatenachsen x, y und z ermitteln.

$$\cos(\hat{x}, x) = \frac{\Delta x}{r} \quad \cos(\hat{x}, y) = \frac{\Delta y}{r} \quad \cos(\hat{x}, z) = \frac{\Delta z}{r} \quad (8.4)$$

Die Spannungskomponente $\sigma_{\hat{x}}$, d. h. die Spannungskomponente in Pfadrichtung und damit senk-

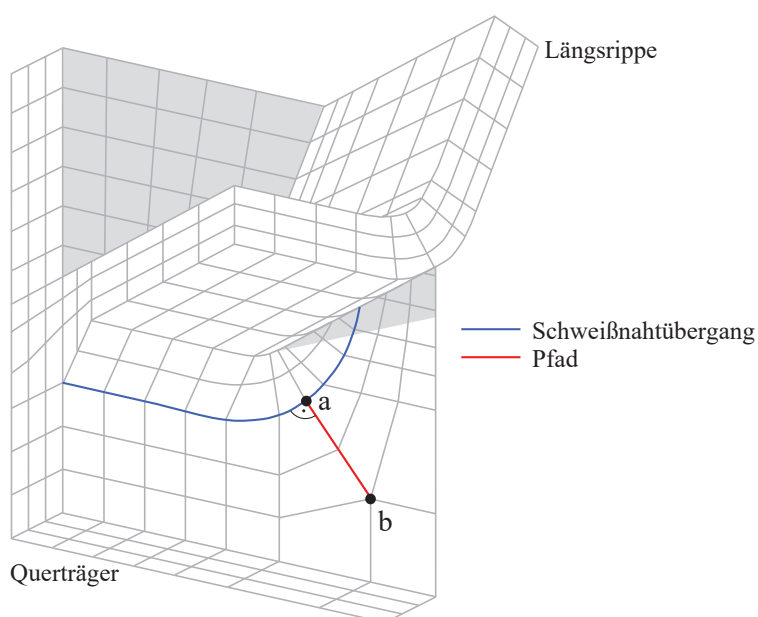


Abb. 8.12: FE-Pfad zur Strukturspannungsberechnung, in Anlehnung an [131, Abb. 14.9]

recht zum Schweißnahtübergang, berechnet sich schließlich nach [25, S. 12] zu:

$$\begin{aligned} \sigma_{\hat{x}} = & \sigma_x \cos^2(\hat{x}, x) + \sigma_y \cos^2(\hat{x}, y) + \sigma_z \cos^2(\hat{x}, z) \\ & + 2\tau_{xy} \cos(\hat{x}, x) \cos(\hat{x}, y) + 2\tau_{yz} \cos(\hat{x}, y) \cos(\hat{x}, z) + 2\tau_{xz} \cos(\hat{x}, x) \cos(\hat{x}, z), \end{aligned} \quad (8.5)$$

aus [131].

8.5.5 Spannungskonzentrationsfaktoren

Die im Folgenden vorgestellten Spannungskonzentrationsfaktoren dienen grundsätzlich zur Bestimmung von Strukturspannungen, können aber auch für die Berechnung von korrigierten Nennspannungen nach DIN EN 1993-1-9, Abs. 6.3 [58] verwendet werden. Die zugrunde gelegten Nennspannungen σ_{nom} aus Gl. (2.2) wurden hierbei anhand einer vereinfachten Stabwerksberechnung unter Abbildung der Längsrippen als Biegebalken auf elastischen Stützungen (vgl. Abb. 8.3) und unter Berücksichtigung der mittragenden Querschnittsbreiten berechnet. Die sich ergebenden Nennspannungen wurden dabei am Anschlussbereich zwischen Querträger und maßgebender Längsrippe bestimmt. Bei den Y-förmigen Längsrippen wurden die Spannungen jeweils an der Unterkante der Längsrippenseitenbleche und bei den trapezförmigen Längsrippen an der Unterkante der Trapezhohlsteifen abgelesen. Die maßgebenden Längsrippen sind Tab. 8.2 zu entnehmen. Die berechneten Nennspannungen lauten:

$$\sigma_{\text{nom,TB}} = 33,43 \text{ N/mm}^2, \quad (8.6)$$

$$\sigma_{\text{nom,TR}} = 54,79 \text{ N/mm}^2, \quad (8.7)$$

$$\sigma_{\text{nom,TH}} = 40,60 \text{ N/mm}^2, \quad (8.8)$$

$$\sigma_{\text{nom,YB}} = 54,21 \text{ N/mm}^2, \quad (8.9)$$

$$\sigma_{\text{nom,YR}} = 52,61 \text{ N/mm}^2, \quad (8.10)$$

$$\sigma_{\text{nom,YH}} = 51,23 \text{ N/mm}^2. \quad (8.11)$$

Hierbei fallen vor allem die größeren Schwankungen in den Nennspannungen an den trapezförmigen Längsrippen auf, was vermutlich der unterschiedlichen Längsrippenhöhen geschuldet ist. Auch könnten die unterschiedlichen Fahrbahnplattenbreiten und Querträgerabstände zu den unterschiedlichen Nennspannungen geführt haben. Vergleiche hierzu auch Tab. 8.1. Im Gegensatz dazu, bewegen sich alle Nennspannungen an den Y-förmigen Längsrippen in derselben Größenordnung.

Für alle Submodelle wurde eine Variation an geometrischen Schweißnahtparametern untersucht. Dazu gehörten unterschiedliche Schweißnahttypen (Kehl- und Stumpfnähte), Nahtdicken a (für Kehlnähte) und Nahtspuren a_w auf dem Querträgersteg (für Stumpfnähte). Darüber hinaus wurden variierende Reststege r betrachtet, die auch aus der Einbrandtiefe e resultierten ($r = t_{\text{LR}} - e$). Für die Stumpfnähte wurden schließlich noch unterschiedliche Nahtöffnungswinkel ε untersucht, die gemeinsam mit den Nahtspuren die Nahtanstiegswinkel und deshalb auch die Spannungskonzentrationsfaktoren beeinflussten. Eine Übersicht aller untersuchter Parameterkombinationen

kann hierzu Tab. 8.3 entnommen werden. Eingetragen sind auch die Nahtanstiegswinkel zu den Längsrippen α_{LR} und zum Querträgersteg α_{QT} , die sich aus den vorgegebenen Schweißnahtprofilen ergeben. Zur Veranschaulichung sind in Abb. 8.13 alle variierten Schweißnahtparameter dargestellt. Es ergaben sich insgesamt 43 Kombinationen je Submodell. Unter Betrachtung von sechs unterschiedlichen Submodellen bzw. Brückenkonstruktionen waren somit insgesamt 258 Parameterkombinationen zu examinieren.

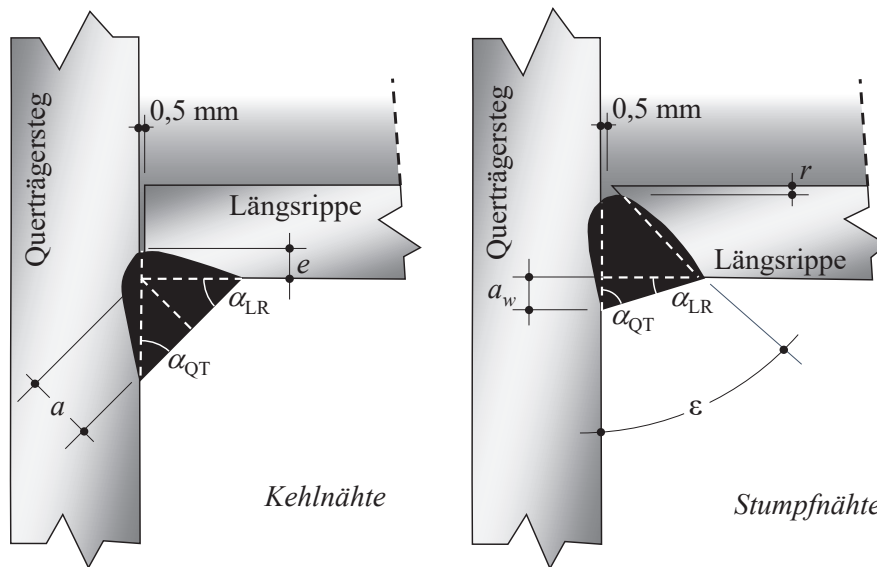


Abb. 8.13: Untersuchte und variierte Schweißnahtparameter

Berechnet wurden die Strukturspannungen entlang aller Schweißnähte, sowohl auf der Seite der Radlasteinleitung (*L*-Seite) als auch auf der lastabgewandten Seite (*S*-Seite). Außerdem wurden auf beiden Seiten die Nahtübergänge zum Querträgersteg (*QT*) sowie zur jeweiligen Längsrippe hin (*LR*) betrachtet. Damit wurden je Parameterkombination vier Strukturspannungsverläufe und in einem weiteren Schritt vier maßgebende SCF-Werte ermittelt. Zwei typische Verläufe der berechneten Strukturspannungen am Beispiel der TB- und YB-Submodelle sind in Abb. 8.14 (a) und (b) dargestellt. Die einzelnen grauen Linien stellen hierbei Orientierungshilfen dar und geben die Grenzen für die jeweiligen Werte an. Es ist dabei darauf hinzuweisen, dass in den Verläufen nur die Beträge der Strukturspannungen abgebildet sind und somit keine negativen Strukturspannungen abgelesen werden können, die in den tatsächlichen Verläufen durchaus vorhanden sind.

8.5 Numerische Untersuchung des Anschlussbereichs Längsrippe-Querträger

Tab. 8.3: Übersicht über alle numerisch untersuchten Parameterkombinationen

Parameter	Nahtart	Nahtdicke a bzw. Nahtspur a_w	Nahtöffnungs- winkel ε	Reststeg r bzw. Blechdicke minus Einbrandtiefe e	α_{LR}	α_{QT}		
Nr. Parameter- kombination		[mm]	[°]	[mm]	[°]	[°]		
1	Kehlnaht	3	0	2	45	45		
2				3				
3				4				
4				5				
5		5		2				
6				3				
7				4				
8				5				
9		6		2				
10				3				
11				4				
12				5				
13		10		2				
14				3				
15				4				
16				5				
17	Stumpfnaht	1	30	0,1	16,1	73,9		
18			1					
19			2					
20			0,1					
21			45	1			9,5	80,5
22			2					
23		60	0,1	5,5	84,5			
24			1					
25		2						
26		3	30	0,1	40,9	49,1		
27			1					
28			2					
29			0,1					
30			45	1			26,6	63,4
31			2					
32		60	0,1	16,1	73,9			
33			1					
34		2						
35		5	30	0,1	55,3	34,7		
36			1					
37			2					
38			0,1					
39			45	1			39,8	50,2
40	2							
41	60	0,1	25,7	64,3				
42		1						
43		2						

Bezeichnungen siehe Abb. 8.13

Anhand der Verläufe lässt sich sehr gut erkennen, dass die Strukturspannungen und somit die Beanspruchungen im Anschlussbereich generell asymmetrisch sind. Wie bereits in Abs. 8.2.2 erwähnt, lässt dieser asymmetrische Spannungszustand auf eine gewisse Torsion der Längsrippen schließen. Wie zu erwarten war, ergaben sich bei den numerischen Berechnungen die maximalen Strukturspannungen auf der lastzugewandten Seite und jeweils an den Unterkanten der Seitenbleche, entweder am Nahtübergang zur Längsrippe oder zum Querträgersteg. In den Beispielverläufen aus Abb. 8.14 sind die Maximalwerte jeweils rot markiert.

Zum Vergleich ist in Abb. 8.14 (c) ein Spannungsverlauf aus den Untersuchungen von LEENDERTZ [139] dargestellt. Da es sich hierbei jedoch um Messungen an einem Prüfkörper mit grundsätzlich unterschiedlicher Belastung und Geometrie handelt, weicht der generelle Verlauf von Abb. 8.14 (a) ab. An der rechten, unteren Kante kann man jedoch auch in diesem Fall das Ma-

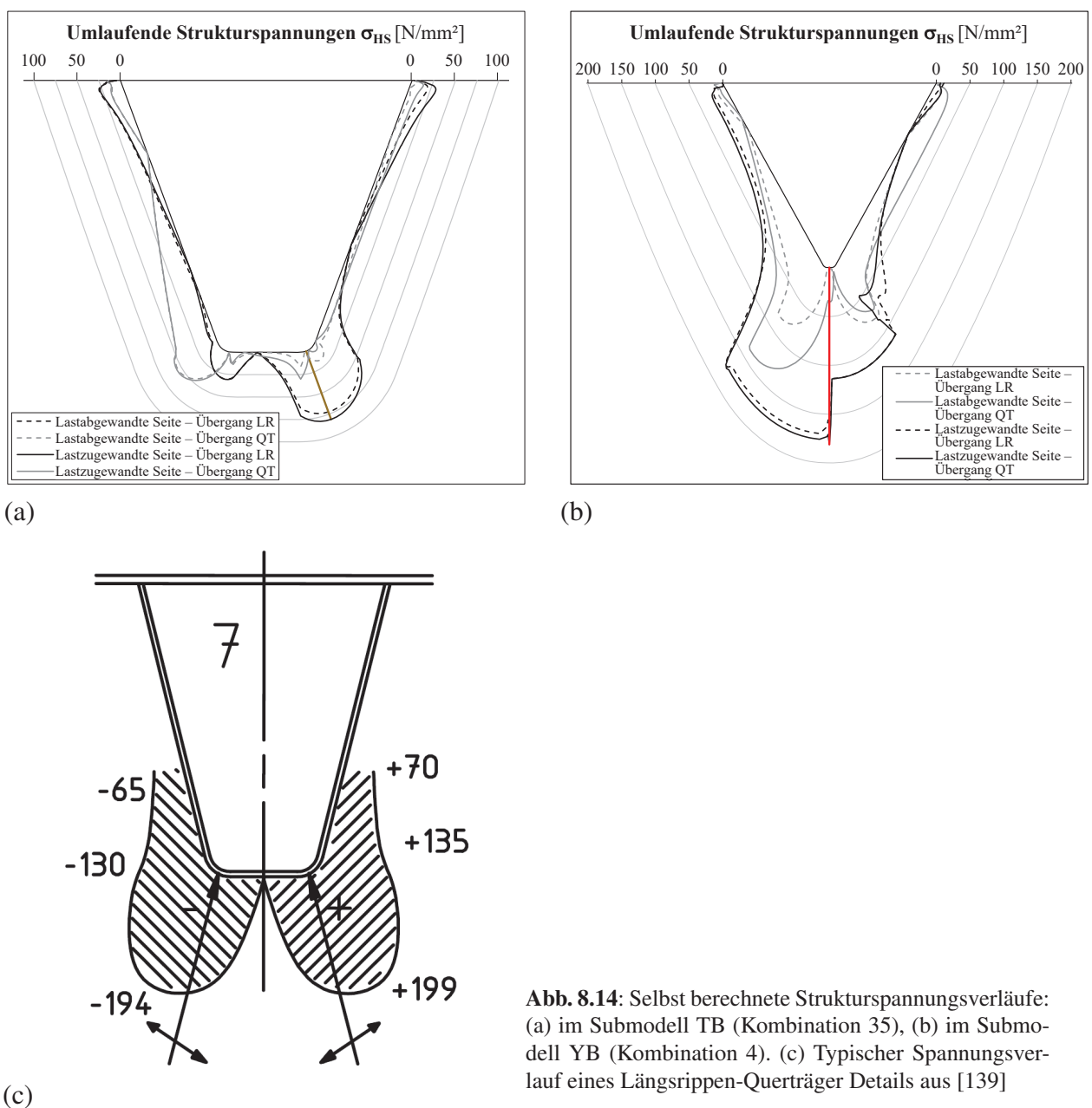


Abb. 8.14: Selbst berechnete Strukturspannungsverläufe: (a) im Submodell TB (Kombination 35), (b) im Submodell YB (Kombination 4). (c) Typischer Spannungsverlauf eines Längsrippen-Querträger Details aus [139]

ximum erkennen. Die Plausibilität der ermittelten Strukturspannungsverläufe an den untersuchten Längsrippen mit trapezförmigem Querschnitt kann somit in gewisser Weise bestätigt werden.

Die je Parameterkombination aus Tab. 8.3 und je Pfad ($L - LR$, $L - QT$, $S - LR$ und $S - QT$) berechneten maximalen SCF sind für die trapezförmigen Längsrippen in den Tabellen C.1 bis C.6 in Anhang C zusammengestellt. Für die Submodelle mit Y-förmigen Längsrippen können die berechneten maximalen Spannungskonzentrationsfaktoren den Tab. C.7 bis Tab. C.12 in Anhang C entnommen werden.

Die jeweils maßgebenden Werte sind hierbei grau hinterlegt. Ergänzend werden im Folgenden anhand von SCF-Werten einige Besonderheiten und Ergebnisse vorgestellt. Ausgewählte SCF-Werte sind am Beispiel des Submodells TB mit **trapezförmigen Längsrippen** in Abhängigkeit unterschiedlicher Parameter in den Diagrammen in Abb. 8.15 illustriert. Folgende Beobachtungen können hierbei gemacht werden:

- Die höchsten SCF-Werte werden bei der Ausführung von Stumpfnähten erreicht. Dabei ergeben sich die maximalen SCF-Werte für die Längsrippe beim Erreichen des größten Nahtanstiegswinkels α_{LR} nach Tab. 8.3 für $a_w = 5$ mm und $\varepsilon = 30^\circ$ (Parameterkombination 35).
- Die Werte auf der lastzugewandten Seite ($L - LR$ oder $L - QT$) sind stets größer als auf der lastabgewandten Seite ($S - LR$ oder $S - QT$).
- Mit zunehmender Kehlnahtdicke nehmen die SCF-Werte an den Übergängen zur Längsrippe ab und die Werte an den Übergängen zum Querträgersteg leicht zu, bis sie auch höhere Werte annehmen als am Nahtübergang zur Längsrippe, vgl. Abb. 8.15 (a).
- Bemerkenswerterweise sind mit zunehmendem Reststeg r , was mit einer abnehmenden Einbrandtiefe e einhergeht, geringere Strukturspannungen zu beobachten, vgl. Abb. 8.15 (b). Am Querträgersteg ist im Gegensatz dazu kein besonderer Einfluss zu erkennen.
- Bei Stumpfnähten ist einerseits eine Zunahme der SCF-Werte mit zunehmender Nahtspur a_w zu erkennen, was eine Zunahme der Nahtanstiegswinkel nach sich zieht und somit zu einer schärferen Schweißnahtkerbe führt, vgl. Abb. 8.15 (c). Andererseits nehmen die SCF-Werte am Nahtübergang zur Längsrippe bei Zunahme des Nahtöffnungswinkels ε ab, vgl. Abb. 8.15 (d). Dies ist hauptsächlich auf die Abnahme des Nahtanstiegswinkels zur Längsrippe und damit auch auf die Abnahme der Kerbschärfe des Nahtübergangs zurückzuführen, die sich mit größeren Nahtöffnungswinkeln ergeben.
- Auch bei den Stumpfnähten ist mit zunehmender Reststeggröße eine geringe Abnahme in den Strukturspannungen zu verzeichnen.

Ausgewählte SCF-Werte sind am Beispiel des Submodells YB mit **Y-förmigen Längsrippen** in Abhängigkeit unterschiedlicher Parameter in den Diagrammen in Abb. 8.16 dargestellt. Folgende Beobachtungen können hierbei gemacht werden:

- Bei den Y-Längsrippen werden die höchsten SCF-Werte bei der Ausführung von Kehlnähten erreicht, trotz der höheren Nahtanstiegswinkel bei Stumpfnähten. Dies kann vermutlich auf die grundsätzlich unterschiedliche Geometrie der Längsrippen zurückgeführt werden.

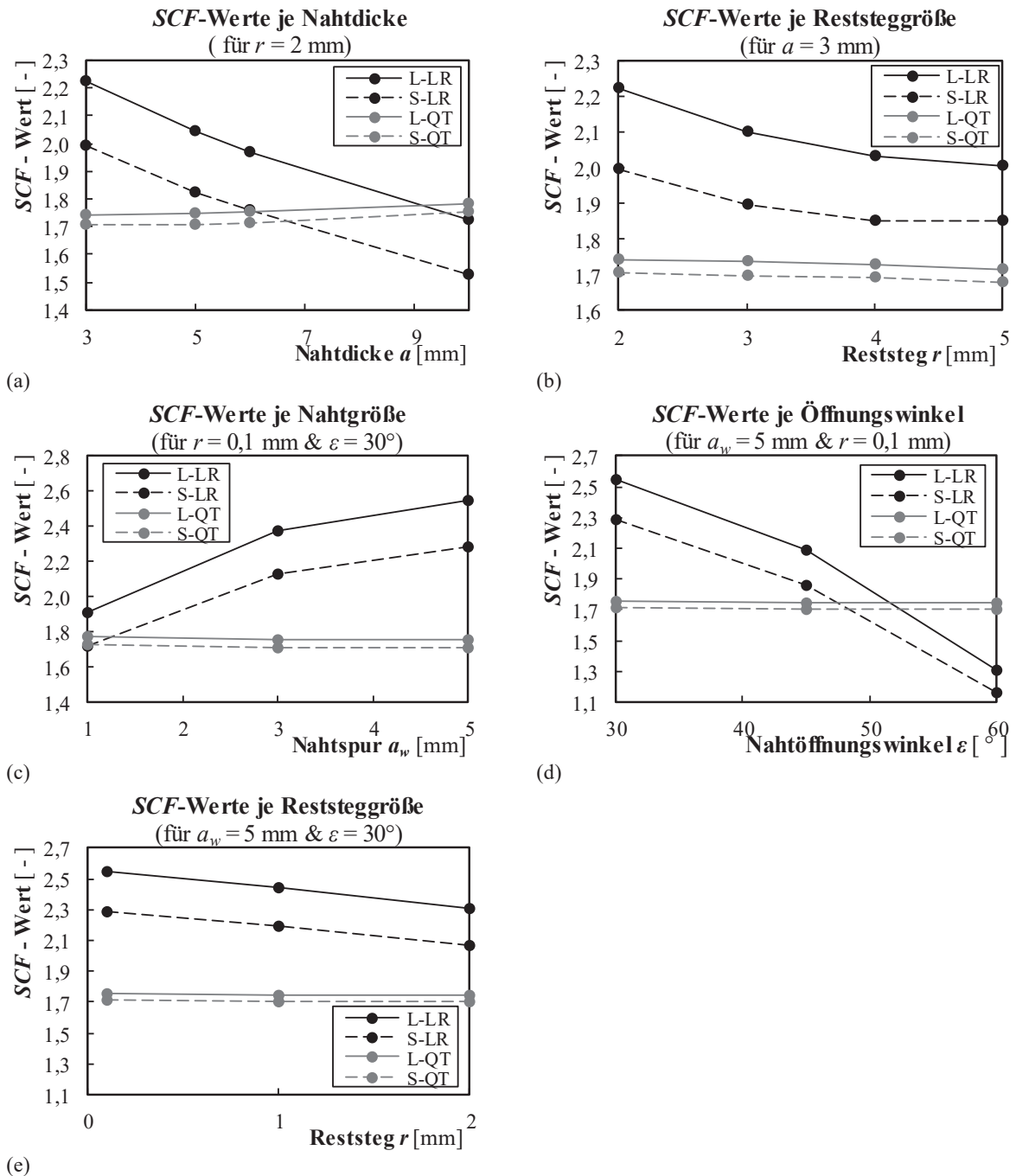


Abb. 8.15: Spannungskonzentrationsfaktoren für die trapezförmige Längsrippe mit Kehlnähten in Abhängigkeit (a) der Nahtdicke und (b) der Reststeggröße. Spannungskonzentrationsfaktoren für die trapezförmige Längsrippe mit Stumpfnähten in Abhängigkeit (c) der Nahtspur, (d) des Nahtöffnungswinkels und (e) der Reststeggröße. Bezeichnungen siehe Abb. 8.13

- Die Werte auf der lastzugewandten Seite ($L-LR$ oder $L-QT$) sind auch in diesem Fall stets größer als auf der lastabgewandten Seite ($S-LR$ oder $S-QT$).
- Mit zunehmender Dicke der Kehlnähte nehmen die SCF-Werte an den Übergängen zur Längsrippe ab. Die Werte an den Übergängen zum Querträgersteg zeigen keine eindeutige Tendenz, vgl. Abb. 8.16 (a).

- Bemerkenswerterweise sind im Gegensatz zu den trapezförmigen Längsrippen mit zunehmendem Reststeg r , was mit einer abnehmenden Einbrandtiefe e einhergeht, höhere Strukturspannungen zu beobachten, vgl. Abb. 8.16 (b). Am Querträgersteg ist auch hier kein besonderer Einfluss zu erkennen.
- Ähnlich zum TB-Submodell, ist beim YB-Submodell mit Stumpfnähten einerseits eine Zunahme der SCF-Werte am Nahtübergang zur Längsrippe mit zunehmender Nahtspur a_w zu erkennen, was aus der Zunahme der Nahtanstiegswinkel und somit aus den schärferen Schweißnahtkerben herrührt, vgl. Abb. 8.16 (c). Andererseits nehmen die SCF-Werte am Nahtübergang zur Längsrippe bei Zunahme des Nahtöffnungswinkels ε ab, vgl. Abb. 8.16 (d). Dies ist hauptsächlich auf die Abnahme des Nahtanstiegswinkels zur Längsrippe und damit auch auf die Abnahme der Kerbschärfe des Nahtübergangs zurückzuführen, die sich mit größeren Nahtöffnungswinkeln ergeben.
- Bei den Stumpfnähten ist schließlich kein großer Einfluss der Reststeggröße erkennbar.

Vergleicht man schließlich die einzelnen SCF-Werte aller Modelle erkennt man, dass für das TH-Modell, also für die Friedrich-Ebert-Brücke bei Duisburg-Homberg, die höchsten SCF-Werte und auch Strukturspannungen an den Nahtübergängen zu den Längsrippen erzielt werden. Dies wird vermutlich durch die geringeren Höhen der Längsrippen bei in etwa gleichbleibendem Querträgerabstand bewirkt (z. B. im Vergleich zur Berliner Brücke bei Duisburg). Auch verursachen die größeren Deckblech- und Seitenblechdicken eine Steifigkeitserhöhung in den Anschlussbereichen, was zu einem “Anziehen“ von höheren Spannungen führen könnte. Darüber hinaus erscheint es zunächst so, dass die Rheinbrücke Rees-Kalkar einen noch größeren Querträgerabstand aufweist (vgl. Tab. 8.1). Hier ist jedoch zu erwähnen, dass zwischen den einzelnen Querträgern noch zusätzliche versteifende Schotte zwischen den Längsrippen eingeschweißt und mit einem Untergurtblech versehen sind. Damit wird ansatzweise die Feldlänge der Längsrippen bzw. der Querträgerabstand halbiert. Schlussendlich haben auch die unterschiedlichen Laststellungen einen Einfluss auf die Beanspruchungszustände und damit auf die hergeleiteten SCF-Werte.

8.6 Zusammenfassung

Nach der Schilderung des globalen Tragverhaltens in orthotropen Stahlfahrbahnen (OSFP), wurde auch das lokale Tragverhalten des Anschlussbereichs Längsrippe-Querträger behandelt. Ergänzend hierzu wurde im Rahmen dieses Kapitels das analytische Berechnungsverfahren vorgestellt, mit dem derzeit OSFP normgerecht berechnet werden. Nach der kurzen Vorstellung bisheriger numerischer Untersuchungen zum Tragverhalten wurde auf die umfangreichen numerischen Untersuchungen eingegangen, die im Rahmen dieser Arbeit zur Untersuchung der Beanspruchungen in OSFP durchgeführt wurden.

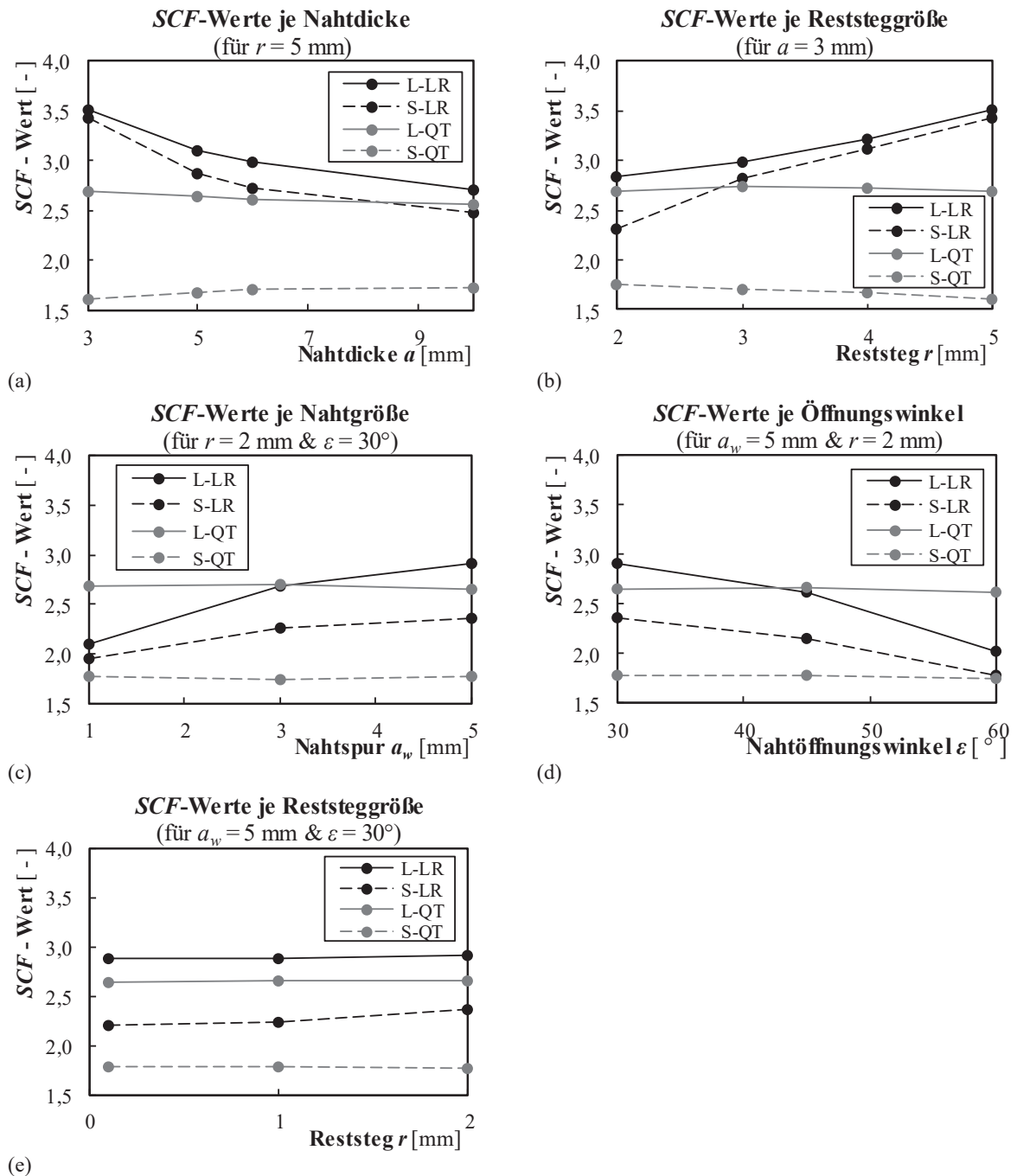


Abb. 8.16: Spannungskonzentrationsfaktoren für die Y-förmige Längsrippe mit Kehlnähten in Abhängigkeit (a) der Nahtdicke und (b) der Reststeggröße. Spannungskonzentrationsfaktoren für die Y-förmige Längsrippe mit Stumpfnähten in Abhängigkeit (c) der Nahtspur, (d) des Nahtöffnungswinkels und (e) der Reststeggröße. Bezeichnungen siehe Abb. 8.13

Experimentelle Untersuchungen an Blindnieten

9.1 Einführung und Ziele der experimentellen Untersuchungen

Dieses Kapitel widmet sich den Ermüdungsversuchen an Blindnieten, die im Rahmen des DASt/IGF-Vorhabens 18210 [127] vom Autor dieser Arbeit durchgeführt wurden. In den folgenden Abschnitten werden die wesentlichen Punkte der Versuche zusammengefasst.

Das Ziel der experimentellen Untersuchungen an Blindnieten war es, noch vor der eigentlichen Planung der Stuttgarter Sanierungslösung, unterschiedliche Blindniettypen mit ausreichenden Tragfähigkeiten zu identifizieren und ermüdungstechnisch zu untersuchen. Dazu gehörte auch die Quantifizierung ihrer Ermüdungsfestigkeiten unter den Elementarbelastungen *Zug* und *Schub*. Die in diesem Kapitel vorgestellten Untersuchungen behandeln jedoch nur die Ermüdungsversuche unter dem Lastfall Schub, da beobachtet werden konnte, dass dieser für die Stuttgarter Sanierungslösung von größerer Bedeutung ist.

Es sollte auch geprüft werden, inwieweit eine gemeinsame Auswertung der Ergebnisse trotz der unterschiedlichen Fabrikate möglich ist und inwieweit sich vielleicht gemeinsame, auf der sicheren Seite liegende Ermüdungsfestigkeitskurven definieren lassen. An der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart wurden dazu je Blindniettyp über 10 zyklische Kleinversuche unter Schubbelastung durchgeführt. Nähere Informationen, auch zu den Versuchen unter Zug, können [127] entnommen werden.

9.2 Blindniettypen und Prüfkörper

9.2.1 Untersuchte Blindniettypen

Im Rahmen dieser Arbeit konnten sich drei Blindniettypen als geeignet herausstellen. Diese sind hierzu mit Angabe der Testserienbezeichnung nochmal in Tab. 9.1 abgebildet. Weitere Blindniet- und Blindnietgewindesystemtypen wurden nicht berücksichtigt, da sie entweder zu kleine, maximal mögliche Klemmlängen oder zu niedrige Tragfähigkeiten aufwiesen.

Die ausgewählten und untersuchten Blindniettypen sollen im Folgenden kurz beschrieben werden.

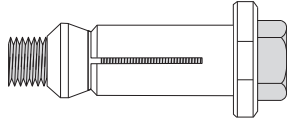
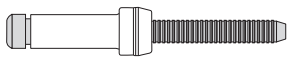
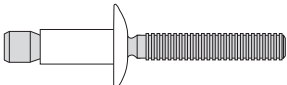
Hollo-Bolts – Lindapter GmbH. Die sogenannten Hollo-Bolts der Firma Lindapter GmbH [215] stellen eine Kombination aus Blindnietgewindesystem und Aufspreiz-Blindniet mit mechanischer Nietdornsicherung dar, vgl. [98, 99]. Dieser Blindniettyp besteht aus einer inneren Schraube (außenliegendes Gewinde) und einer äußeren Verformhülse mit „Flügeln“, die sich bei der Installation spreizen, siehe auch Abb. 7.13. Anders als bei den Blindnietgewindesystemen haben die

in dieser Arbeit betrachteten Holo-Bolts HB10 keine weitere Funktion, d.h. es können keine weiteren Bauteile angeschlossen werden. Genauere Erläuterungen zum Setzprinzip dieses Blindniettyps sind in Abs. 7.4.4 gegeben.

BOM – Arconic Fastening Systems and Rings. Der Blindniet BOM (Kurzform für *Blind Over-size Mechanical*) der Firma Arconic Fastening Systems and Rings [109] gehört zu der Blindniet-Kategorie D1 aus [98, S. 12], also zu den hochfesten Blindnieten mit mechanischer Nietdornsicherung. Sie zeichnen sich durch ihre sehr hohen Tragfähigkeiten aus. Das Setzprinzip ist hierzu in Abschnitt 7.4.4 genauer erläutert. Beim Setzen entstehen in diesem Fall blindseitige Verformwülste der Hülse, die für die formschlüssige Verbindung sorgen.

Magna-Lok – Arconic Fastening Systems and Rings. Der Blindniet Magna-Lok, ebenfalls der Firma Arconic Fastening Systems and Rings [214], kann in die Kategorie C1 „Planbruch-Blindniet mit mechanischer Nietdornsicherung“ aus [98, S. 12] eingestuft werden. Die statischen Tragfähigkeiten dieses Blindniettyps sind hoch, liegen aber unter denen der BOM. Durch das dickere Ende des Nietdorns wird die Niethülse beim Setzvorgang dieses Blindniettyps aufgeweitet und plastisch so verformt, dass die Bohrung fest verschlossen wird und eine formschlüssige Verbindung entsteht.

Tab. 9.1: Verwendete Blindniettypen

Blindniettyp	Darstellung	\varnothing_{nom} [mm]	$\varnothing_{\text{ist}}^a$ [mm]	Klemmlänge ^b [mm]	d_0 [mm]	$F_{v,Rk}$ [kN]	Testserie
<i>Hollo-Bolt HB10</i> <i>Lindapter GmbH</i>		17,75	17,4	3 – 22 bzw. 22 – 41	18	54,2	T11A
<i>BOM</i> <i>Arconic Fastening</i> <i>Systems and Rings</i>		9,5	10,07	17,5 – 20,7	11	49,4	T11B
<i>Magna-Lok</i> <i>Arconic Fastening</i> <i>Systems and Rings</i>		9,5	9,78	15,88 – 28,58	10	27,0	T11C

^a Mittelwert der gemessenen Werte
^b Werte stellen untere und obere Grenzwerte dar. Bei den Holo-Bolts ist zudem der Klemmlängenbereich der Blindniete angegeben, die in den Bauteilversuchen an den Längsrippen verwendet wurden.

9.2.2 Prüfkörperplanung und -fertigung

Die Prüfkörper für die Ermüdungsversuche unter dem Elementarlastfall Schub wurden aus einzelnen, brenngeschnittenen Blechen zusammengesetzt und sahen zu beiden Seiten eine zweiseitige Verbindung vor, um eventuelle Biegeeffekte, wie in Abb. 9.1 (a) dargestellt, in den Blechen aber auch in den Blindnieten infolge einer Exzentrizität zu vermeiden. Bei der Planung der Prüfkörper mussten dabei mehrere Aspekte berücksichtigt werden. Dazu zählten

- die unterschiedlichen maximalen Klemmlängen der Blindniettypen, die die Blechdicken der zu fügenden Komponenten begrenzten,

- die unterschiedlichen maximalen Lochdurchmesser,
- die Einspannpunkte zwischen den Blechen und der Prüfmaschine, die als weitere potenzielle Orte für ein Ermüdungsversagen zu bewerten waren.

Um ein Versagen der Bleche zu verhindern, wurden die Blechbreiten und die Randabstände der Bohrungen möglichst groß gewählt. Genaue Pläne und Abmessungen der Versuchskörper können [127, Anhang A.6.1] entnommen werden.

Je Verbindung wurde außerdem nur ein Blindniet vorgesehen um den genauen Betrag der Kraft, der über den Blindniet übertragen werden musste quantifizieren zu können. Das Setzen der einzelnen Blindniete erfolgte schlussendlich an der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart. Eine schematische Darstellung des Prüfkörperkonzepts ist in Abb. 9.1 dargestellt.

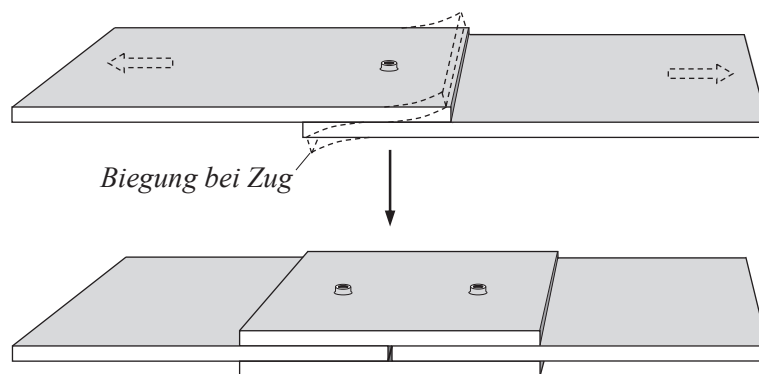


Abb. 9.1: Schematische Darstellung der Prüfkörper für die Schubversuche

9.3 Versuchskonzept der Ermüdungsversuche

Vor den eigentlichen Ermüdungsversuchen wurden je Blindniettyp zwei statische Referenzversuche durchgeführt (jeweils die Versuche mit den Endnummern -01 und -02). Diese dienen vor allem dazu, die Bezugsgrößen für die Laststufen bei den zyklischen Versuchen abzustecken und auch die vom Hersteller angegebenen Festigkeitswerte zu überprüfen.

Anschließend wurden die Ermüdungsversuche (37 Versuche unter einer Schubbeanspruchung) durchgeführt. Diese ermöglichten eine statistische Auswertung und Ableitung von Wöhlerlinien für das bisher noch nicht normativ erfasste Ermüdungsdetail der Blindniete unter Schub. Anhand der gewonnenen Ergebnisse wurde anschließend die Anzahl der benötigten Verbindungsmittel in den Versuchen an den Längsrippen in Kap. 10 ermittelt und die Versagensformen abgegrenzt.

9.4 Versuchsdurchführung

Versuchseinrichtung. Die experimentellen Untersuchungen erfolgten an einer 400 kN Universalprüfmaschine der Firma Schenck der Materialprüfungsanstalt (MPA) der Universität Stuttgart, siehe Abb. 9.2.

Prüfbedingungen. Die einzelnen Bleche der Prüfkörper wurden in die Spannbacken der Prüfmaschine eingespannt. Das obere Lager bildete dabei das feste Lager, während die Belastung über den unteren servohydraulischen Prüfzylinder aufgebracht wurde. Maximal wurden Oberlasten von $F_0 = 72 \text{ kN}$ aufgebracht.

Statische Vorversuche. Vor jedem Schwingversuch wurden alle Prüfkörper in mehreren Schritten statisch vorbelastet, um durch die Beobachtung eventueller Fließerscheinungen einen Abbau von Eigenspannungen oder einen Schlupf der Blindnietverbindungen feststellen zu können. Dabei wurden schrittweise die Oberlasten der späteren Schwingversuche quasistatisch angefahren.

Ermüdungsversuche. Alle Ermüdungsversuche erfolgten im Zugschwellbereich mit konstanter Amplitude (Wöhlerversuch) und wurden in Kraftregelung gefahren. Die Frequenzen variierten dabei zwischen 7 und 14 Hz (Hollo-Bolts), 5,4 und 10 Hz (BOM) und 5 und 10 Hz (Magna-Lok). Das Spannungsverhältnis betrug in allen Versuchen $R = 0,09 \approx 0,1$.

Aufgrund der kleinen Anzahl an Prüfkörpern je Testserie, wurden in allen Serien die Wöhlerlinien im Perlschnurverfahren abgefahren. Die Prüfkörper T11A.11-Z, T11B.03, T11B.05, T11C.03 und T11C.12 wurden zweimal getestet. Auf dem ersten Lastniveau wurden die Versuche nach über 2 Mio. Schwingspielen ohne erkennbare Ermüdungserscheinungen abgebrochen. Anschließend wurde das Lastniveau angehoben und der Prüfkörper erneut getestet. Der Bruch einer Blindniete wurde dabei als Abbruchkriterium festgelegt.

9.4.1 Begleituntersuchungen

Dehnungs- und Verschiebungsmessungen. Da grundsätzlich das Hauptaugenmerk der Untersuchungen auf den Blindnieten lag, und auf diesen generell keine Dehnungsmessstreifen appliziert werden konnten, wurde auf die Verwendung von DMS in den Ermüdungsversuchen verzichtet. Die in Abb. 9.3 dargestellten DMS dienen hauptsächlich zur Aufzeichnung der Verformungen in den statischen Referenzversuchen. Zusätzlich wurden in allen Versuchen vier Wegaufnehmer (WA1–WA4) angebracht, um die gegenseitige Verschiebung der Bleche zu messen. Abb. 9.3 zeigt hierzu den prinzipiellen Messplan mit allen Messpositionen.

Sichtprüfung. Während der Ermüdungsversuche erfolgte im Abstand von einer bis acht Stunden in Abhängigkeit von der Versuchslaufzeit eine visuelle Sichtprüfung der schwingenden Prüfkörper. Während der gesamten Laufzeit der Ermüdungsversuche wurden die Verformungen der



Abb. 9.2: Versuchseinrichtung für Schubbeanspruchung mit eingebautem Prüfkörper

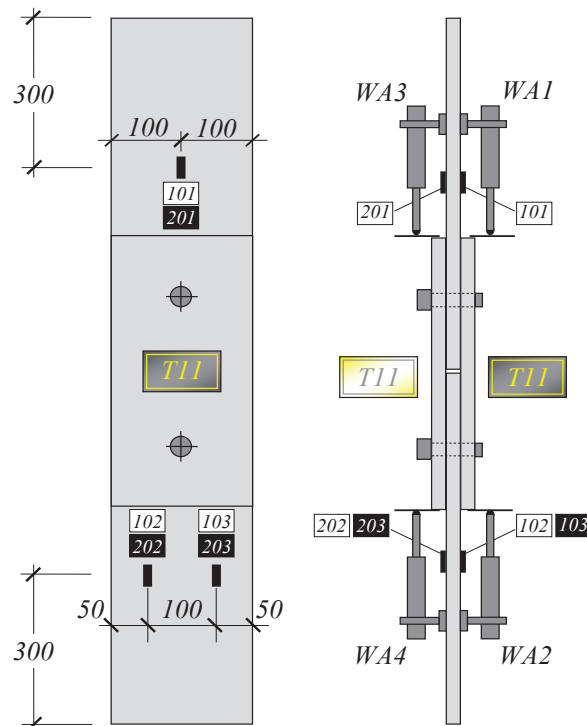


Abb. 9.3: Übersichtsplan zu den Stellen der Dehnungs- und Wegmessungen. Angaben in [mm]

Blindniete und Bleche in regelmäßigen Abständen protokolliert und durch Fotografien festgehalten.

9.5 Versuchsergebnisse

Ertragene Schwingspiele. Die Versuchsergebnisse der Schwingversuche sind in Tab. 9.2 zusammengestellt. Die hier angegebene Schubspannungsschwingbreite $\Delta\tau_{\text{nom}}$ bezieht sich jeweils auf den gemessenen Durchmesser des Blindnietes, der in dem jeweiligen Versuch versagt ist. Bei den Holo-Bolts wird im Gegensatz dazu der Spannungsquerschnitt der inneren Schraube angesetzt, der sich für Schrauben des Typs M10 zu 58 mm^2 ergibt. Dies wird so auch in der Zulassung dieses Blindniettyps empfohlen, [82]. Zusätzlich ist ggf. der versagte Blindniet (oben oder unten nach Abb. 9.3) angegeben.

Versagensverhalten. Bei allen Blindnieten war das Ermüdungsversagen mit großen plastischen Verformungen verbunden. Bei den Holo-Bolts trat hierbei ein dreiteiliges Versagen auf. Als erstes wurde die Hülse soweit verformt, dass sie an der inneren Schraube anlag. Die Schraube wurde anschließend für den Lastabtrag mit aktiviert. Anschließend trat als zweites das Ermüdungsversagen der äußeren Hülsen der Holo-Bolts ein, bevor sich als drittes das Versagen der innenliegenden Schrauben und damit der Bruch des gesamten Blindnietes einstellte.

Anhand von Abb. 9.4 wird das oben beschriebene Versagen nochmal deutlich. In Teilbild (a) lässt sich die starke Verformung der äußeren Hülsen erkennen. In Abb. 9.4 (b) wird das Anliegen der Schrauben an die Hülse mithilfe der gekennzeichneten Rillen ersichtlich. Nach dem Auftrennen

9.5 Versuchsergebnisse

Tab. 9.2: Ergebnisse der Ermüdungsversuche an den Blindnieten

<i>Prüfkörper</i>	Schwingbreite ΔF [kN]	Schwingbreite $\Delta \tau_{\text{nom}}$ [N/mm²]	Schwingspiele N_1^a [-]	Versagter Blindniet	Bemerkung
Testserie T11A – Hollo-Bolt					
T11A.03	39	336,6	123.030	Unten	
T11A.04	30	258,2	1.933.780	Unten	
T11A.05	49,9	430,4	123.160	Oben	
T11A.06	44,9	387,3	274.707	Unten	
T11A.07	41,8	360,6	230.324	Oben	
T11A.08	49,9	430,3	218.144	Oben	
T11A.09	65,4	563,8	47.270	Unten	
T11A.10	33,7	290,2	580.834	Oben	
T11A.10-Z	35	301,3	471.246	Unten	
T11A.11	28	241	1.085.821	Unten	
T11A.11-Z	20	172,1	2.000.000	–	Kein Versagen
T11A.11-Z-2	44,9	387,4	22.456	Oben	Hochgesetzt
T11A.12	65,4	563,7	34.718	Unten	
Testserie T11B – BOM					
T11B.03	37,9	236,8	2.000.000	–	Kein Versagen
T11B.03-2	59,9	373,9	444.464	Oben	Hochgesetzt
T11B.04	70,9	445,1	1.826 ^b	Oben	
T11B.05	49,9	310,4	2.000.001	–	Kein Versagen
T11B.05-2	62,9	390,9	92.739	Blech unten ^c	Hochgesetzt
T11B.06	49,9	310,4	2.030.527	Blech oben ^c	
T11B.07	62,8	392,4	7.909 ^b	Unten	
T11B.08	54	336,2	18.109	Unten	
T11B.09	53,9	337,2	591.762	Oben	
T11B.10	59,9	372,5	1.369.557	Blech oben ^c	
T11B.11	53,9	335,3	1.751.895	Blech unten ^c	
T11B.12	65,9	413,2	4.338 ^b	Oben	
Testserie T11C – Magna-Lok					
T11C.03	14,7	97,8	2.000.000	–	Kein Versagen
T11C.03-2	25,9	172	257.154	Unten	Hochgesetzt
T11C.04	20	132,8	1.473.731	Unten	
T11C.05	32	212,7	55.770	Oben	
T11C.06	23	152,8	954.436	Oben	
T11C.07	23	152,6	543.868	Unten	
T11C.08	26	172,4	783.412	Oben	
T11C.09	20	132,6	1.896.137	beide ^d	
T11C.10	32	212,2	268.479	Unten	
T11C.11	36	239,4	33.802	Oben	
T11C.12	17	112,8	2.000.000	–	Kein Versagen
T11C.12-2	30	199,1	156.142	Oben	Hochgesetzt

^a Schwingspielzahl bis zum Bruch eines Blindnietes. Entspricht dem Versuchsende. ^b Blindniet ist frühzeitig versagt und Versuch liegt im Kurzzeitfestigkeitsbereich. Datenpunkt wird nicht in der statistischen Auswertung berücksichtigt! ^c In diesem Fall ist eines der inneren Bleche, ausgehend von der Bohrung, versagt. ^d In diesem Fall konnte kein eindeutiges Versagen eines maßgebenden Blindnietes beobachtet werden.

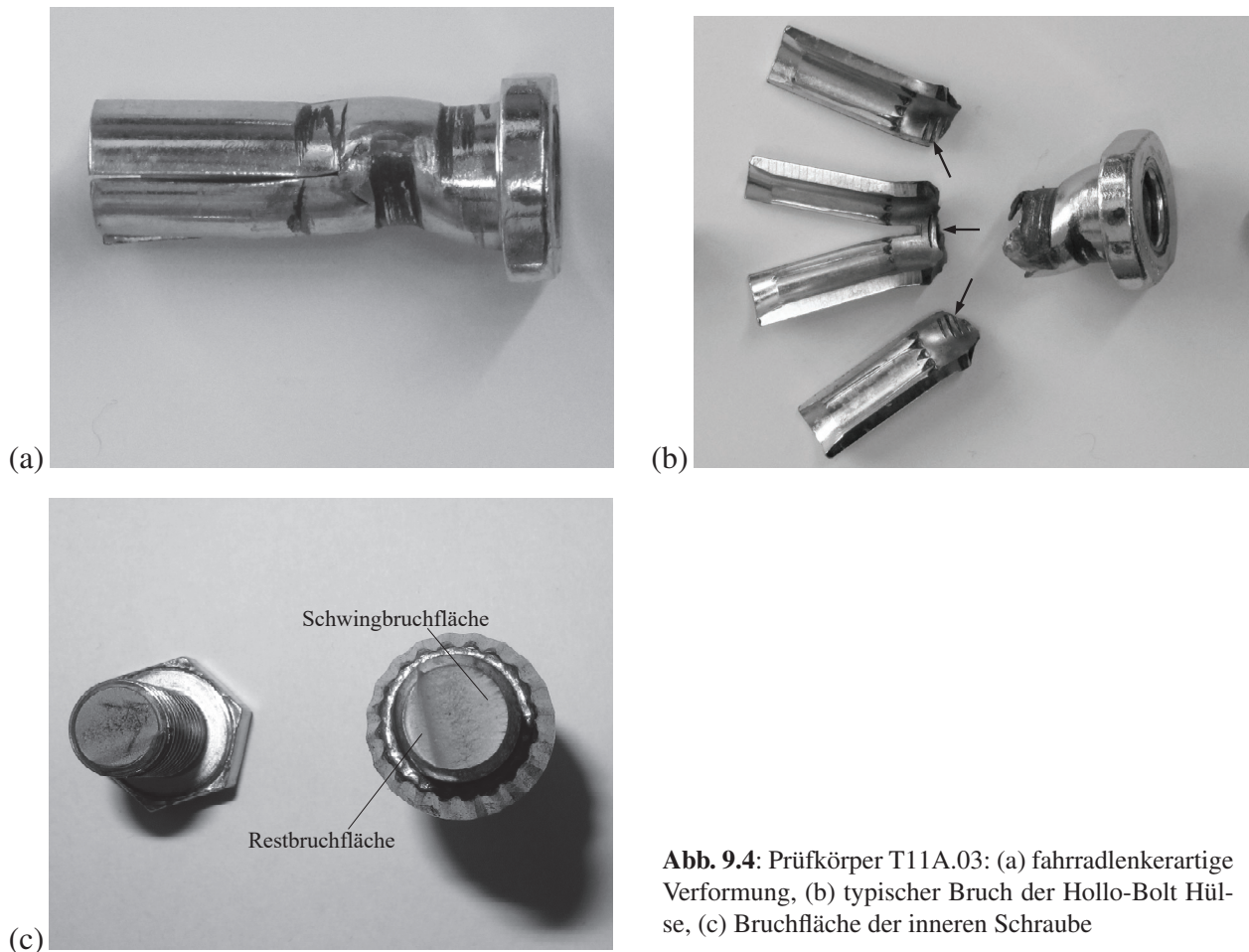


Abb. 9.4: Prüfkörper T11A.03: (a) fahradlenkerartige Verformung, (b) typischer Bruch der Holo-Bolt Hülse, (c) Bruchfläche der inneren Schraube

der Prüfkörper ließ sich eine Bruchfläche erkennen, wie sie für eine ungekerbte bis mild gekerbte und unter schwellender Biegung stehende Probe auftritt, siehe Abb. 9.4 (c). Siehe dazu auch RADAJ & VORMWALD [172, Kap 1.2].

Die beiden weiteren Blindniettypen versagten in den Ermüdungsversuchen entweder mit dem Eintreten eines plötzlichen Abplatzens der Setz- oder Schließköpfe oder es kam zu einem gesamten Bruch eines Blindnietes innerhalb der Scherfugen, der schließlich zum Abbruch des Versuchs führte (s. Abb. 9.5). Bei den Versuchen an den Blindnieten des Typs BOM konnte in vier Versuchen ein Blechversagen beobachtet werden. Auf der sicheren Seite liegend wurden diese Versuche in die statistische Auswertung mit aufgenommen. Ein Beispiel eines so versagten Bleches ist in Abb. 9.5 (c) dargestellt.

9.6 Versuchsauswertung

9.6.1 Beobachtungen bei den Ermüdungsversuchen

Im Folgenden sollen die Auffälligkeiten und Besonderheiten vorgestellt werden, die in den Ermüdungsversuchen an den Blindnieten beobachtet werden konnten.

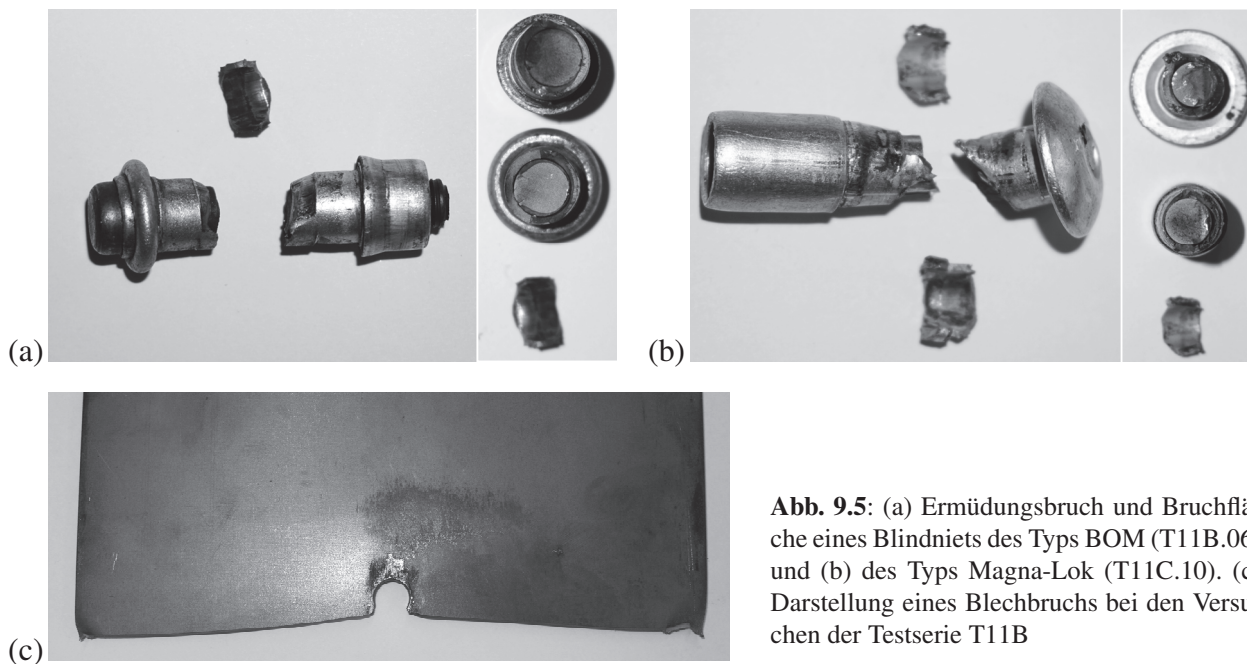


Abb. 9.5: (a) Ermüdungsbruch und Bruchfläche eines Blindnietes des Typs BOM (T11B.06) und (b) des Typs Magna-Lok (T11C.10). (c) Darstellung eines Blechbruchs bei den Versuchen der Testserie T11B

Testserie T11A – Versuche an den Hollo-Bolts mit Schubbeanspruchung

- Der Versuch T11A.11-Z-2 wurde zuerst auf einem Lastniveau bis 2 Mio. Schwingspiele getestet, ohne dass ein Bruch der Blindniete aufgetreten ist. Anschließend wurde der Versuch auf höherem Lastniveau erneut getestet. Bei der Auswertung anhand von Abb. 9.6 erkennt man jedoch, dass dieser Versuch leicht aus dem Streubereich fällt. Dies lässt sich auf eine Vorschädigung der Blindniete auf der ersten Laststufe zurückführen. Der Versuch wurde deshalb in Abb. 9.6 mit einem * gekennzeichnet und nicht mit in die statistische Auswertung aufgenommen.

Testserie T11B – Versuche an den BOM mit Schubbeanspruchung

- Bei den Ermüdungsversuchen an den BOM stand grundsätzlich eine nur sehr enge Spannbreite der möglichen Oberlasten zur Verfügung. Während zum einen bei einer Oberlast von 55% der statischen Abschertragfähigkeit 1,4 Mio. Lastwechsel aufgebracht werden konnten, lag man mit nur 7.900 aufgetragten Schwingspielen bei einer Oberlast von 58% von $F_{v,RK}$ deutlich im Kurzzeitfestigkeitsbereich. Die Bohrungen in den Blechen erwiesen sich zudem ebenfalls als ermüdungskritisch. Dies verdeutlicht die extreme Streubreite der Versuchsergebnisse an den BOM.
- Generell lagen bei den Ermüdungsversuchen an den BOM mit Schubbelastung drei Versuche im Kurzzeitfestigkeitsbereich, was womöglich auf Probleme beim Setzvorgang zurückzuführen ist.
- Wie Tab. 9.2 entnommen werden kann und wie bereits erwähnt, trat bei einigen Versuchen (T11B.05-2, T11B.06, T11B.10 und T11B.11) kein Bruch der Blindniete, sondern ein Versagen der inneren Bleche der zweischnittigen Verbindung auf. Beim Setzvorgang der

BOM wird grundsätzlich eine gewisse Vorspannkraft eingetragen, die dazu führt, dass keine punktuelle sondern flächige Kraftübertragung auftritt. Es werden dementsprechend Anteile der Bleche um die Bohrungen herum zur Lastübertragung herangezogen, die jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht quantifiziert werden konnten. Die Ermüdungsfestigkeit der BOM wird aufgrund dessen soweit gesteigert, dass sich die BOM und die Bohrungen zu konkurrierenden Kerben entwickelten. Auf der sicheren Seite liegend, wurden die Versuche, in denen ein Blechversagen aufgetreten ist, der Datenbasis T11B für die statistische Auswertung hinzugefügt.

9.6.2 Statistische Auswertung

9.6.2.1 Vorgehen

Zuerst werden die Ermüdungsversuche je Testserie bzw. je Blindniettyp getrennt betrachtet, bevor anschließend eine gemeinsame Auswertung der Versuchsdaten erfolgt um gemeinsame auf der sicheren Seite liegende Ermüdungsfestigkeiten anzugeben.

9.6.2.2 Charakteristische Ermüdungsfestigkeiten

Für die statistische Auswertung der Ermüdungsversuche auf Nennspannungsniveau der Blindniete unter Schubbeanspruchung wurde erneut das Hintergrunddokument [180] zu DIN EN 1993-1-9 [58] bzw. [72] herangezogen. Die genaue Vorgehensweise und zugehörigen Formeln sind in Anhang F beschrieben. Die ermittelten Festigkeitswerte sind in Tab. 9.3 zusammengefasst und in den Abbildungen 9.6, 9.7 und 9.8 eingetragen. Für die Hollo-Bolts lässt sich, unter der Annahme einer Neigung der Wöhlerlinie von $m = 5$ und bei Zugrundelegung des Spannungsquerschnitts der inneren Schraube, ein Wert von $\Delta\tau_C = 196 \text{ N/mm}^2$ ermitteln, siehe Abb. 9.6. Durchläufer sind hierbei unberücksichtigt geblieben und in den Wöhler-Kurven durch entsprechend ausgefüllte Symbole kenntlich gemacht.

In den zwei Abbildungen 9.7 und 9.8 sind die Wöhler-Kurven für die durchgeführten Ermüdungsversuche mit Schubbeanspruchung an den BOM und den Magna-Loks dargestellt, ebenfalls unter der Annahme einer Neigung der Wöhlerlinie von $m = 5$. Dadurch, dass bei den Versuchen an den BOM (Abb. 9.7) drei Blindniete im Kurzzeitfestigkeitsbereich versagten, standen in diesem Fall weniger Versuchsdaten (nur sieben) zur Verfügung als die nach DIN EN 1993-1-9 [58, S.19, Anmerkung 1] mindestens erforderlichen zehn.

Die ermittelte Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\tau_C = 127 \text{ N/mm}^2$ ist somit nicht gänzlich statistisch abgesichert, was sich in einer im Vergleich zu den Hollo-Bolts geringeren charakteristischen Ermüdungsfestigkeit auf Schub und einer vergleichsweise hohen Standardabweichung äußert, Tab. 9.3. Der Mittelwert aus der linearen Regression bei zwei Millionen Schwingspielen liegt eigentlich sogar oberhalb des Wertes für die Hollo-Bolts, vgl. Abb. 9.6. Zusätzlich sind die Prüfkörper, in denen keine Blindniete sondern die Bleche versagt sind in Grau dargestellt.

Abb. 9.8 zeigt die Wöhler-Kurve für die Ermüdungsversuche an den Magna-Loks. Mit $\Delta\tau_C = 99 \text{ N/mm}^2$ liegen die Magna-Loks unterhalb der beiden anderen Blindniettypen. Wie in Abschnitt

Tab. 9.3: Ermüdungsfestigkeiten, natürliche Neigungen der Wöhlerlinien und Standardabweichungen für die Testserien T11A, T11B und T11C

Testserie	Blindniettyp	Referenzwert ^a $\Delta\tau_C$ [N/mm ²]		$\Delta\tau_{50\%}$ [N/mm ²] für $m = 5$	Standard- abweichung [N/mm ²] für $m = 5$
		$m = 5$	$m = \text{frei}$		
T11A	Hollo-Bolt	196	174 $m = 3,99$	240	1,7 (0,2321 [-])
T11B	BOM	127	144 $m = 5,70$	255	5,4 (0,7296 [-])
T11C	Magna-Lok	99	111 $m = 6,08$	122	1,7 (0,2418 [-])

^a 95%-Fraktile eines einseitigen Vorhersageintervalls

7.4.5 erwähnt, wurden in WANNER ET AL. [204] ebenfalls Ermüdungsversuche an Magna-Loks mit einem nominellen Durchmesser von 9,5 mm gefahren. Eine gemeinsame Auswertung der Ermüdungsversuche mit [204] führt dann zu $\Delta\tau_C \approx 105 \text{ N/mm}^2$.

9.6.2.3 Modifizierte Charakteristische Ermüdungsfestigkeiten

Im Anschluss wird schließlich noch ein Verfahren vorgestellt, das eine gemeinsame Auswertung der Versuchsdaten aller Blindniettypen ermöglicht. Dieses sieht eine Modifikation der Daten vor, die dem Vorgehen zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts ähnelt. Zu diesem Zweck wird ein Modifikationsbeiwert k_f eingeführt, der anhand der durchgeführten Versuche kalibriert wurde. Es soll aber darauf hingewiesen werden, dass die Modifikationsfaktoren keinen Maßstabeffekt be-

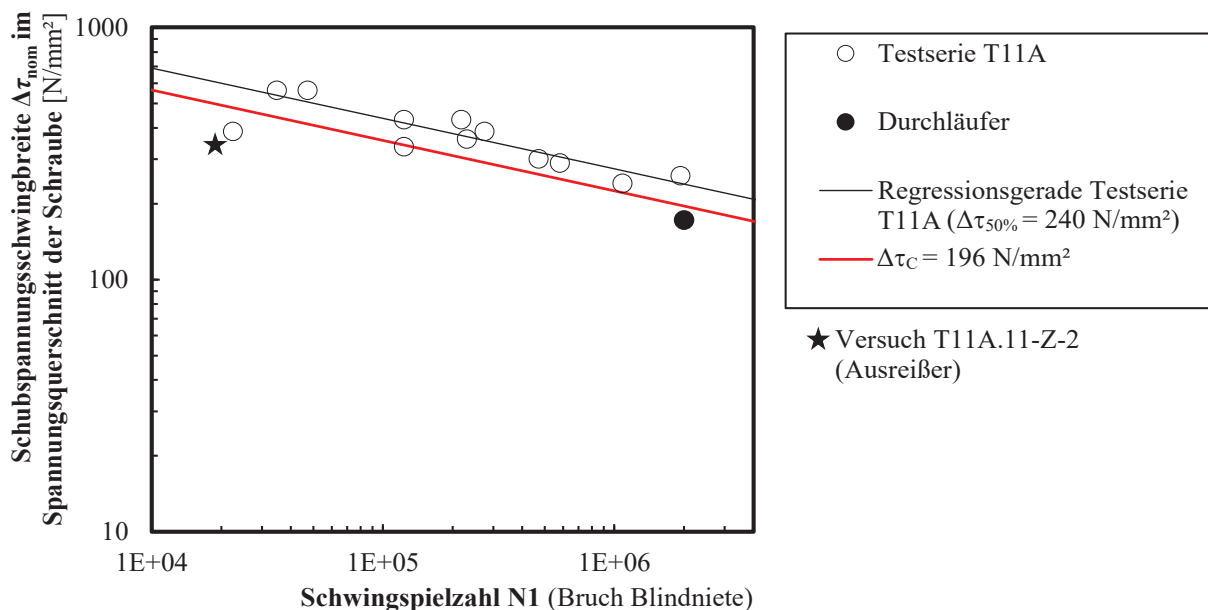


Abb. 9.6: Ergebnisse der Versuche aus Testserie T11A (Hollo-Bolts unter Schubbeanspruchung) mit hergeleiteter Wöhlerlinie

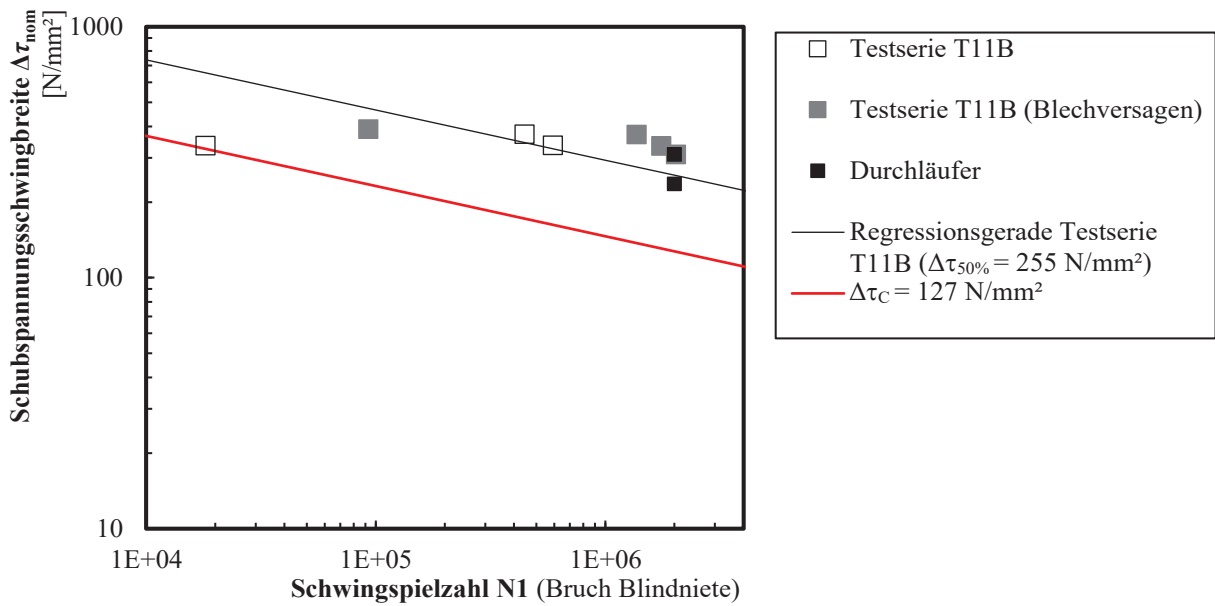


Abb. 9.7: Ergebnisse der Versuche aus Testserie T11B (BOM unter Schubbeanspruchung) mit hergeleiteter Wöhlerlinie

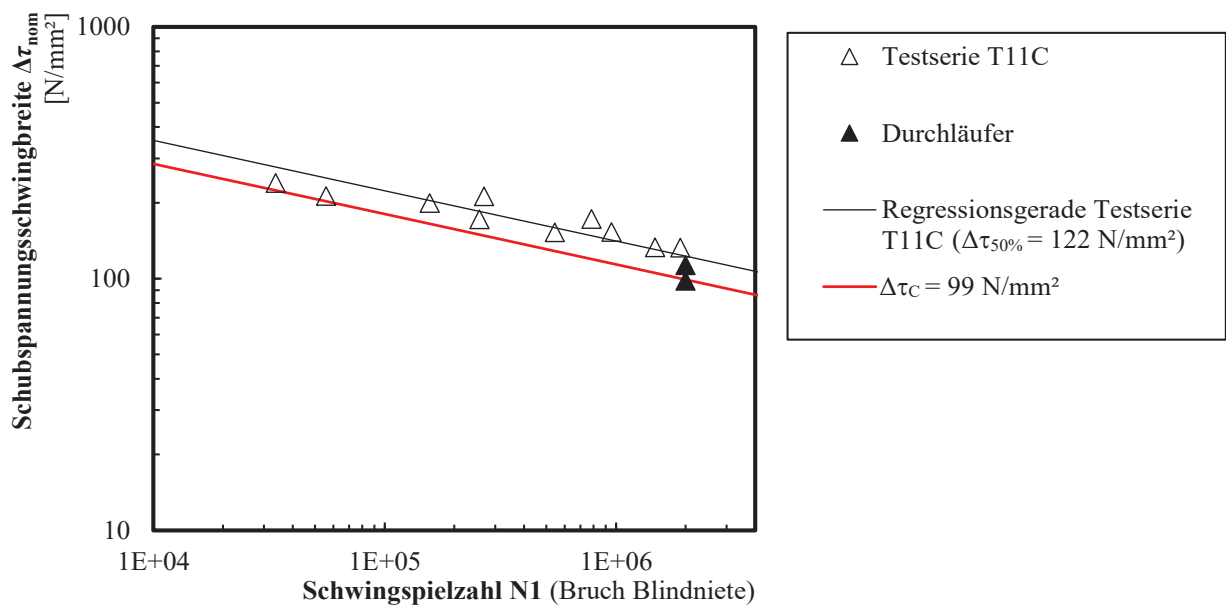


Abb. 9.8: Ergebnisse der Versuche aus Testserie T11C (Magna-Loks unter Schubbeanspruchung) mit hergeleiteter Wöhlerlinie

rücksichtigen, da die Anzahl an zur Verfügung stehenden Versuchen nur begrenzt war und dies somit keine Variation in den Blindnietdurchmessern erlaubte. Zu Beginn sollen zuerst alle Versuchsdaten in unveränderter Form mit Angabe der Mittelwerte in einem Diagramm betrachtet werden. Nur die Hollo-Bolts und die BOM scheinen demselben Streufeld anzugehören, siehe Abb. 9.9. Dies zeigt sich auch in den ähnlich hohen Mittelwerten der charakteristischen Ermüdungsfestigkeit.

Zu den in die Modifikation einfließenden Parametern gehört zum einen der Blindnietdurchmesser. Bei den Hollo-Bolts wird dabei der Nenndurchmesser der M10-Schrauben angesetzt, da sich

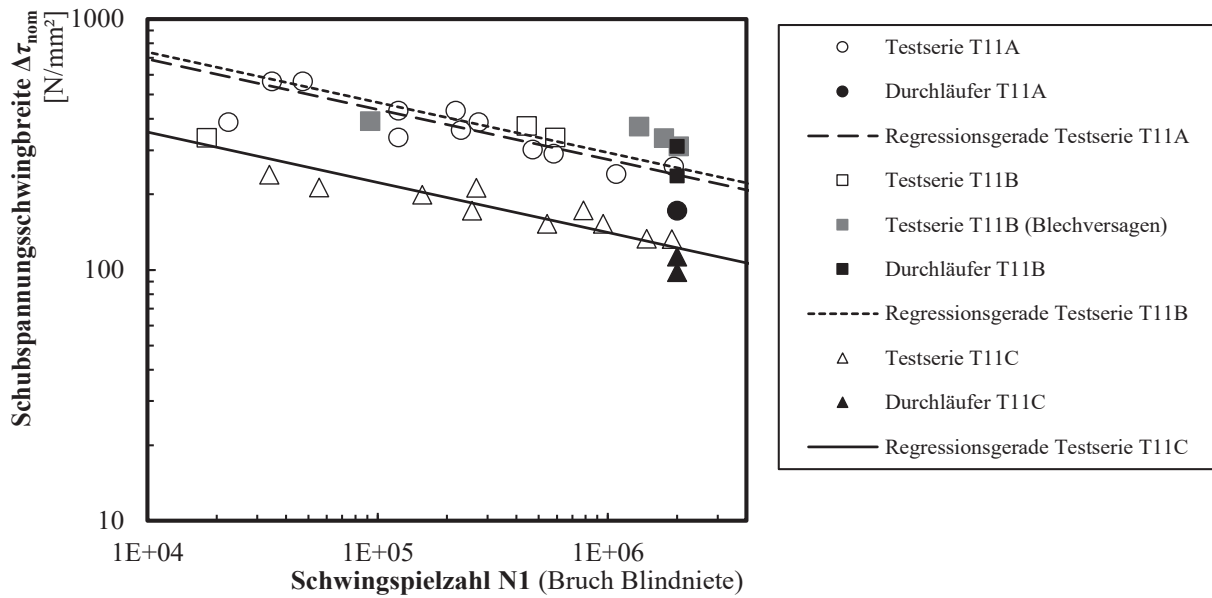


Abb. 9.9: Ergebnisse der Versuche aller Testserien unter Schubbeanspruchung

auch die Spannungsschwingbreiten auf den Spannungsquerschnitt der inneren Schraube beziehen. Zum anderen fließt auch die charakteristische Schubkrafttragfähigkeit in die Bestimmungsgleichung des Modifikationsbeiwertes ein. Dies berücksichtigt den Umstand, dass der Mittelwert der Ermüdungsfestigkeit bei zwei Millionen Schwingspielen der Magna-Loks geringer ist als bei den restlichen Blindniettypen, obwohl sich die Durchmesser der Magna-Loks und der BOM nur geringfügig unterscheiden.

Im Folgenden soll die Bestimmung der Modifikationsgleichung beschrieben werden. Dadurch, dass die Spannungsschwingbreiten modifiziert, dabei aber nicht erheblich gesteigert werden sollten wurde in einem ersten Schritt von einer Division des Nenndurchmessers durch die charakteristische Schubtragfähigkeit ausgegangen. Der Modifikationsfaktor wird hierbei noch als Kehrwert (Potenz -1) angesetzt, um aus den Kerbfällen in Tab. 11.2 die entsprechenden Ermüdungsfestigkeiten wieder zurückrechnen zu können.

$$k_{f,v}^{-1} = x_1 \cdot \frac{d_{nom}^{x_2}}{F_{v,k}^{x_3}} \tag{9.1}$$

Durch Betrachtung der Versuchsdaten und kontinuierlicher Variation der weiteren Unbekannten, x_1 , x_2 und x_3 , konnte eine leicht anwendbare Formel für den Modifikationsbeiwert $k_{f,v}^{-1}$ hergeleitet werden. Diese lautet

$$k_{f,v}^{-1} = \frac{d_{nom}^2}{3 \cdot F_{v,k}} \tag{9.2}$$

mit

$$x_1 = 1/3$$

$$x_2 = 2$$

$$x_3 = 1$$

In Abb. 9.10 sind die modifizierten Schubspannungsschwingbreiten abgebildet. Es lässt sich eine deutliche Verengung des Streubandes erkennen. Die anschließend herleitbare und modifizierte Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\tau_{C,mod} = 101 \text{ N/mm}^2$ für die gemeinsame Auswertung aller Blindniettypen scheint dabei einen guten Kompromiss zwischen den einzelnen Ermüdungsfestigkeiten darzustellen. Die zugehörige Standardabweichung beträgt 0,4383 ($2,7 \text{ N/mm}^2$). Der hergeleitete Kerbfall wird ergänzend auch in Tab. 11.2 vorgestellt.

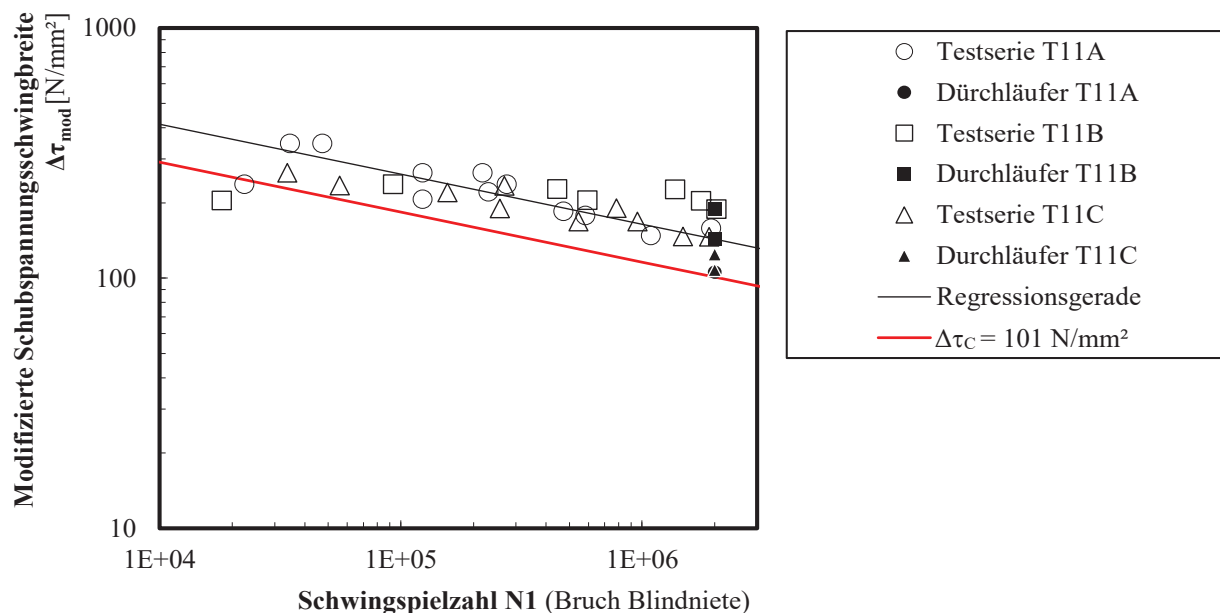


Abb. 9.10: Modifizierte Versuchsdaten aller Testserien unter Schubbeanspruchung und hergeleitete Wöhlerlinie

9.7 Zusammenfassung

Bei den in diesem Kapitel vorgestellten und durchgeführten Kleinversuchen an Blindnieten konnte das Trag- und Ermüdungsverhalten von drei unterschiedlichen Blindniettypen untersucht werden. Der Fokus lag dabei auf der Untersuchung des Ermüdungsverhaltens unter dem Elementarlastfall *Schub* und auf der Bestimmung von charakteristischen Ermüdungsfestigkeiten. Über umfangreiche Wegmessungen konnten die Verschiebungen einzelner Bleche zueinander und damit die Verformungen der Blindniete erfasst werden.

Nach einer kurzen Vorstellung der verwendeten Blindniettypen wurden die an der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart durchgeführten Versuche, d.h. die allgemeine Vorgehensweise und die Versuchsdurchführung, sowie die Versuchsaufbauten näher beschrieben. Im darauffolgenden Abschnitt wurden die Versuchsergebnisse präsentiert. Anschließend wurden die Ergebnisse, in diesem Fall die Versagensmechanismen und die aufgetragenen Schwingspielzahlen bis zum Bruch eines Blindnietes, der Ermüdungsversuche dargelegt. Für die Blindniete mit Schubbeanspruchung konnten anschließend charakteristische Werte definiert werden.

Um eine gemeinsame Auswertung und gemeinsame Ermüdungsfestigkeit aller Blindniettypen zu ermöglichen, wurde ein Modifikationsbeiwert eingeführt, der anhand der Versuche kalibriert

wurde und nur von den Nenndurchmessern und den statischen Schubtragfähigkeiten der Blindniete abhängig ist. Damit ist ein erster Ansatz für eine Möglichkeit geschaffen worden herstellerübergreifend Blindniete im Bauwesen zu etablieren und vor allem den Einsatz in ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen zu fördern. Für den Ermüdungsnachweis sind charakteristische Ermüdungsfestigkeiten hergeleitet worden, die für die drei im Rahmen dieser Arbeit betrachteten Blindniettypen gelten und eine Nachweisführung ermöglichen. Dies stellt jedoch nur einen ersten Ansatz dar und sollte auf weitere Typen (vor allem weiterer Hersteller) erweitert werden. Die Allgemeingültigkeit für andere nicht untersuchte Blindniettypen ist natürlich dementsprechend nicht gegeben.

Experimentelle Untersuchungen an der Stuttgarter Sanierungslösung

10.1 Einführung

Dieses Kapitel widmet sich den Ermüdungsversuchen an sanierten Längsrippen orthotroper Stahl-fahrbahnplatten (OSFP), die im Rahmen des DAST/IGF-Vorhabens 18210 [127] vom Autor dieser Arbeit durchgeführt wurden. In den folgenden Abschnitten werden die wesentlichen Punkte der Versuche zusammengefasst.

Durchgeführt wurden die Versuche an der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart. Das Versuchsprogramm umfasste dabei 12 Ermüdungsversuche an einzelnen Längsrippen-Querträger-Ausschnitten (wie z. B. in Abb. 10.1 dargestellt) die sich auf drei Testserien aufteilten. Das primäre Ziel dieser Bauteilversuche war es, das Ermüdungsverhalten der Stuttgarter Sanierungslösung an trapezförmigen Längsrippen unter Verwendung von drei unterschiedlichen Blindniettypen (siehe 9.2.1) zu analysieren und zu quantifizieren. Dabei erfolgte eine Konzentration auf die mit Kategorie 2b bezeichneten Schäden, vgl. Abb. 2.11 (b). Dies lag vor allem darin begründet, dass diese Schäden bei Untersuchungen von Bestandsaufnahmen mehrerer Brücken im Rahmen des BAST-Vorhabens [136] am häufigsten auftraten.

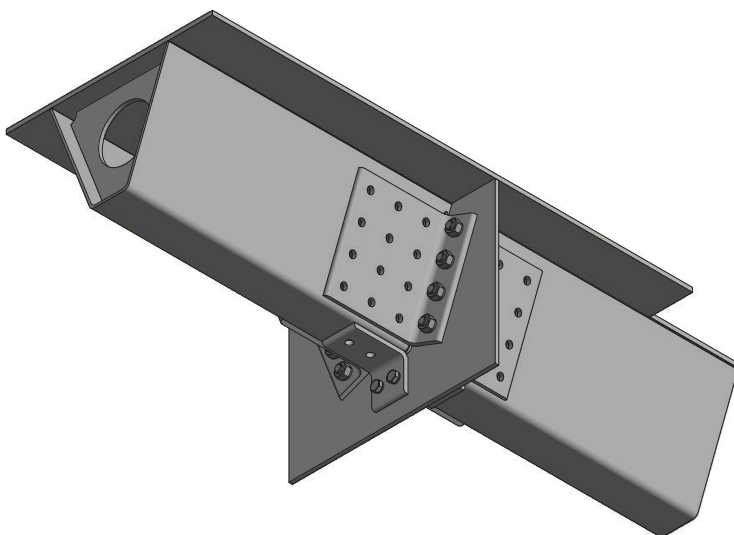


Abb. 10.1: Isometrische Ansicht eines Prüfkörpers zur Untersuchung der Stuttgarter Sanierungslösung unter Verwendung von Holo-Bolts

10.2 Prüfkörperplanung und -fertigung

10.2.1 Prüfkörperplanung

Der generelle Aufbau der Stuttgarter Sanierungslösung wurde bereits in Abschnitt 7.3 vorgestellt. Eine Bedingung, die sich im Rahmen des Projektes [127] für eine Genehmigung der Prüfkörperfertigung ergab, war, dass sich die Prüfkörpergeometrien an die Abmessungen der Längsrippen der Berliner Brücke bei Duisburg anlehnen mussten, vgl. auch [127, Kap. 5]. Die Prüfkörper wurden somit unter Berücksichtigung bestehender Brückendetails und hauptsächlich auf Grundlage von Bestandsplänen der Berliner Brücke geplant und hergestellt. Dies führte dementsprechend dazu, dass die Rahmenbedingungen für die Planung und Geometrie der Prüfkörper feststanden. Die Breite entsprach somit dem Abstand der Längsrippenlängsachsen an der Berliner Brücke. Die maßgebenden Schnittgrößen waren ebenfalls bereits vorgegeben.

Die zu untersuchenden Prüfkörper stellten jeweils einen Längsrippen-Querträger-Anschluss dar und bestanden ausschließlich aus einer am Querträger gestoßenen 1,6 m langen trapezförmigen Längsrippe und einem 580 mm breiten sowie 450 mm hohen Querträgerstegabschnitt. Das Deckblech hatte eine Dicke von 12 mm und ebenfalls eine Breite von 580 mm. Eine Seiten- und Vorderansicht ist hierzu in Abb. 10.2 dargestellt. Eine isometrische Ansicht eines Prüfkörpers kann Abb. 10.1 entnommen werden.

Dadurch, dass die Längsrippen-Querträger-Anschlüsse der Berliner Brücke keine Querträgerstegeausnehmungen aufwiesen, wurden an den Unterkanten der Längsrippen keine Durchbindelassen ausgeführt, wie sie bei Y-förmigen Längsrippen eingesetzt werden, vgl. Abb. 7.11 (b). In Zusammenarbeit mit der ausführenden Stahlbaufirma *Schachtbau Nordhausen Stahlbau GmbH* wurde dann festgelegt, auch die Unterkante bzw. den unteren Flansch der Trapezhohlsteifen über Winkel mit kleineren Abmessungen an die Querträgerstege anzuschließen. Dies gewährleistete einerseits die Schnittgrößenübertragung und vermied andererseits den hohen Aufwand, der erforderlich gewesen wäre, um zusätzliche Ausnehmungen in den Querträgerstegen vorzusehen. Zusätzlich wurden die Querträgerstege in den Prüfkörpern mit einer Dicke von 10 mm ausgeführt, obwohl die Querträgerstege der Berliner Brücke im Regelfall Dicken von 8 mm aufweisen. Dies diente vor allem dazu, an den Querträgerstegen, die in den Ermüdungsversuchen infolge des Versuchsaufbaus höhere Querkräfte erfuhren als im Praxisfall, mögliche Ermüdungsschäden zu verhindern.

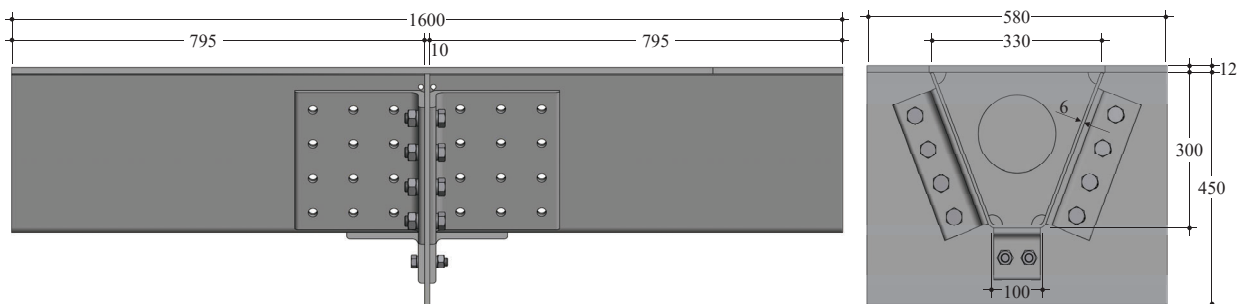


Abb. 10.2: Abmessungen der Prüfkörper zur Untersuchung der Stuttgarter Sanierungslösung (Abmessungen in [mm], Prüfkörper unter Verwendung von Hollo-Bolts)

Um den aufwendigen und langwierigen Zwischenschritt der Rissinitiierung zwischen Seitenblechen und Querträgersteg am ursprünglichen, un sanierten Anschluss zu umgehen, wurden bei der Prüfkörperplanung bereits *künstliche Ermüdungsrisse* der Kategorie 2b, also zwischen Trapez-hohlsteife und Querträgersteg, ausgeführt. Diese wurden vereinfacht über planmäßige Abstände zwischen den Trapezprofilen und den Querträgerstegen umgesetzt, sodass auch eine Vergleichbarkeit unter allen Prüfkörpern gegeben war. Die Risse simulierten dabei nur die Ausgangssituation für die Sanierungslösung und waren nicht die Orte des angestrebten Versagens. Bei der eigentlichen Sanierung konnte wie geplant auf eine Schweißung verzichtet werden. Der Anschluss an die Seitenbleche des Trapezquerschnitts erfolgte planmäßig über Blindniete. Um von vornher ein eine Kraftübertragung auch auf Abscheren zu gewährleisten, erfolgte der Anschluss an die Querträgerstege über vorgespannte Passschrauben.

Für die genauen Abmessungen der Prüfkörper, einschließlich der gemessenen Blechdicken etc., und für die ausführliche Herleitung, Beschreibung und Bestimmung der erforderlichen Anzahl Blindniete und Passschrauben sowie der schlussendlich umgesetzten Winkeldicken und Lochbilder sei an dieser Stelle auf [127] und Kap. 11 verwiesen.

10.2.2 Planung des Blindnietanschlusses

Für die Sanierungslösung konnten sich in [127] drei unterschiedliche Blindniettypen als geeignet herausstellen. Die ermüdungstechnischen Untersuchungen an diesen Blindnieten wurden bereits in Kapitel 9 vorgestellt.

Bei der ersten Planung des Blindnietanschlusses wurden dann in einem ersten Schritt die Winkel der Sanierungsmaßnahme ausgewählt bzw. die Winkeldicken bestimmt. Durch die Trennung des Trapezprofils vom Querträgersteg infolge des Ermüdungsrisses wurde vorausgesetzt, dass die Schnittgrößen auf Höhe des Ermüdungsrisses ausschließlich über die beiden seitlichen Winkel übertragen werden. Vereinfachend wurde hierbei der Winkel an der Unterseite der Längsrippe vernachlässigt. Der zu ersetzende Querschnitt ergab sich somit ausschließlich aus dem Trapezquerschnitt, vgl. Abb. 10.3. Auch wurde hierbei ein Abstand zwischen Winkel und Deckblech vorgesehen, um gegebenenfalls einen Rissfortschritt am künstlichen Ermüdungsriss detektieren zu können. Über den Abgleich der Trägheitsmomente I_y wurde dann die erforderliche Winkeldicke bestimmt.

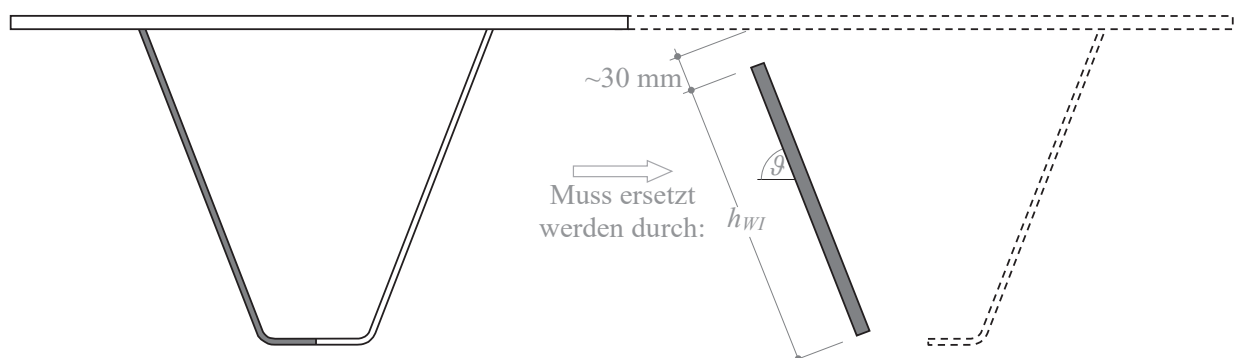


Abb. 10.3: Zu ersetzender Querschnitt aufgrund des Ermüdungsrisses (grau ausgefüllt), für den Vergleich wurde nur eine Hälfte des Trapezquerschnitts hervorgehoben

In einem weiteren Schritt wurde die erforderliche Anzahl Blindniete ermittelt. Unter Berücksichtigung der ermittelten Schnittgrößen und unter der Annahme, dass die Querkräfte ausschließlich von den seitlichen Winkeln aufgenommen werden, ist infolge der Neigung der Seitenbleche die Querkraft je Winkel $0,5V_z$ in einen Anteil senkrecht V_{\perp} und parallel V_{\parallel} zur Winkeloberfläche aufzuteilen, vgl. Abb. 10.4 (a). Anschließend wurde angenommen, dass der Anteil der Querkraft, der senkrecht zur Seitenblechoberfläche und damit parallel zur Blindnietlängsachse wirkt über direkten Kontakt zwischen Winkel der Sanierungsmaßnahme und Seitenblech des Längsrippenprofils übertragen wird. Damit wurde der Anteil V_{\perp} für die Dimensionierung des Anschlusses vernachlässigt.

Für die Bestimmung der Schubkräfte je Blindniet wurde dann der Querschnitt vorausgesetzt, der sich aus den einzelnen "Laschen", d.h. aus dem Deckblech, den seitlichen Winkeln sowie dem unteren Winkel der Sanierungsmaßnahme zusammensetzt, siehe hierzu Abb. 10.4. Die anteiligen Schnittgrößen je "Lasche" wurden anschließend nach dem Modell der Schnittgrößenaufteilung von PETERSEN [166, Abs. 2.2.7] berechnet. Das vorausgesetzte Biegemoment M_y entsprach hierbei dem an der Berliner Brücke berechneten Biegemoment. Für die seitlichen Winkel ergeben sich neben V_{\parallel} die Schnittgrößen nach Gl. (10.1) und (10.2).

$$\tilde{N}_{WI} = \frac{M_y}{I_{y,LA}} \cdot A_{WI} \cdot z_{s,WI} \quad (10.1)$$

$$\tilde{M}_{y,WI} = \frac{M_y}{I_{y,LA}} \cdot (I_{y,WI} - A_{WI} \cdot z_{s,WI}^2) \quad (10.2)$$

Dabei ist $z_{s,WI}$ der Abstand zwischen Gesamt- und Teilschwerpunkt. Durch die Neigung der seitlichen Winkel kann das anteilige Moment je Winkel noch umgerechnet werden:

$$\tilde{M}_{\perp,WI} = \sin \vartheta \cdot (0,5 \cdot \tilde{M}_{y,WI}) \quad (10.3)$$

$$\tilde{M}_{\parallel,WI} = \cos \vartheta \cdot (0,5 \cdot \tilde{M}_{y,WI}) \quad (10.4)$$

Dabei wurde auch angenommen, dass der Anteil \tilde{M}_{\parallel} (anteiliges Moment um die Achse parallel zum Seitenblech) Axialkräfte in den Blindnieten hervorruft, die jedoch über den direkten Kontakt zwischen den seitlichen Winkeln der Sanierungslösung und den Seitenblechen des Längsrippenprofils übertragen werden. Abb. 10.4 (b) veranschaulicht hierzu die Aufteilung des anteiligen Biegemoments $\tilde{M}_{y,WI}$. Anhand der anteiligen Schnittgrößen in den Winkeln wurden schließlich die

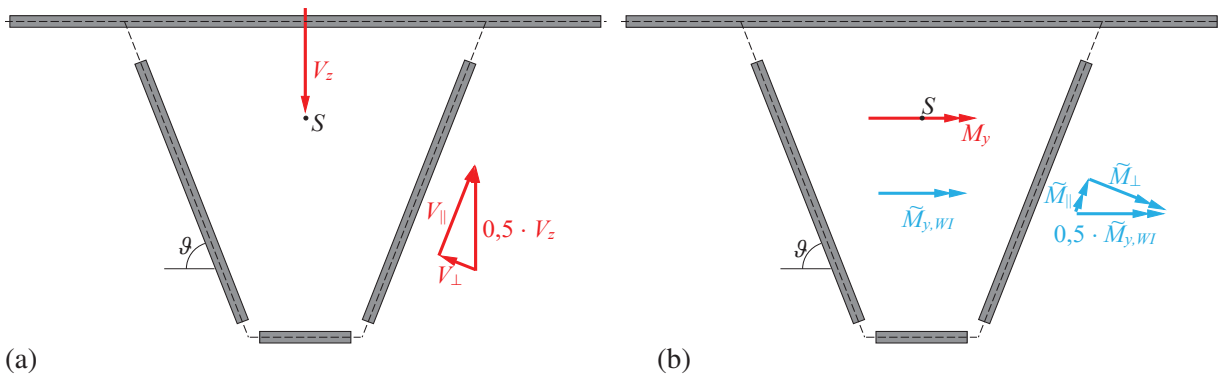


Abb. 10.4: (a) Aufteilung der Querkraft und (b) Aufteilung des anteiligen Biegemoments in den seitlichen Winkeln

erforderlichen Anzahlen Blindniete ermittelt. Verwendet wurden hierbei die charakteristischen Ermüdungsfestigkeiten für Schubspannungsschwingbreiten der untersuchten Blindniettypen, die bereits im Vorfeld in Kapitel 9 definiert werden konnten, siehe auch Tab. 9.3. Zusätzlich wurden Anschluss- und Versatzmomente pauschal berücksichtigt.

Aus der ersten abgeschätzten Anzahl Blindniete und den Mindestlochabständen nach DIN EN 1993-1-8 [57] Tabelle 3.3 konnte anschließend ein erster Anschluss geplant werden. Dabei mussten über mehrere Iterationsschritte das Lochbild und gegebenenfalls auch die Anzahl Blindniete korrigiert werden. Die zugehörigen Pläne der Prüfkörper können sind in [127, Anhang A.5.2] zusammengestellt. Für das genaue Vorgehen wird an dieser Stelle auf [127] verwiesen.

10.2.3 Planung des Passschrauben-Anschlusses

Die Bestimmung der nötigen Anzahl an Passschrauben erfolgte erneut anhand der anteiligen Schnittgrößen je „Lasche“. Verwendet wurden dabei für die seitlichen Winkel Passschrauben M20 und für die unteren Winkel Passschrauben M16 nach DIN EN 14399-8 [51].

Anzahl Schrauben in den seitlichen Winkeln. Für die Passschrauben in den seitlichen Winkeln wurde einem Winkel zuerst die halbe Querkraft zugewiesen. Dadurch konnte eine erste erforderliche Anzahl an Passschrauben für den Querkraftabtrag abgeschätzt werden. Verwendet wurde hierbei der Kerbfall 100 für „Schrauben in ein- oder zweischnittigen Scher-Lochleibungsverbindungen“ nach [58]. Die Schubspannungsschwingbreite war hierfür am Schaftquerschnitt zu ermitteln.

Anschließend wurde noch das Biegemoment $\tilde{M}_{\perp, WI}$ in den seitlichen Winkeln (vgl. Gl. (10.3) und Abb. 10.4 (b)) berücksichtigt. Bei der Normalkraftbeanspruchung der Winkel infolge \tilde{N}_{WI} nach Gl. (10.1) handelte es sich im Grunde genommen um eine Druckbeanspruchung und wurde deshalb nicht mit angesetzt. Das Lochbild der Passschrauben wurde anschließend an das der Blindniete angelehnt. Die axiale Kraft in den Schrauben aus dem anteiligen Biegemoment in den Winkeln wurde zudem auf alle erforderlichen Passschrauben verteilt. Die Normal- bzw. Axialkraftbeanspruchung einer Schraube ergab sich dann in Abhängigkeit der Schraubenanzahl. Der angesetzte Hebelarm wurde dabei aus der Höhe der Winkel h_{WI} (vgl. Abb. 10.3), abzüglich des vertikalen Lochabstands e_2 zum oberen Rand berechnet, vgl. auch Abb. 11.5.

Anzahl Schrauben im unteren Winkel. Dadurch, dass die unteren Winkel hauptsächlich eine Druckkraft erfuhren und außerdem die Annahme getroffen wurde, dass das anteilige Moment über Kontakt zwischen Winkel und Trapezhohlsteife übertragen wird, dienten die Schrauben im unteren Winkel allein zur Lagesicherung. Vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend, wurden deshalb im unteren Winkel zwei Passschrauben M16 nach DIN EN 14399-8 [51] vorgesehen.

Zur Bestimmung der erforderlichen Anzahl an BOMs sowie an Magna-Loks wurde analog vorgegangen. Die isometrischen Ansichten der Prüfkörper mit der Stuttgarter Sanierungslösung unter Verwendung von BOM und Magna-Loks können Abb. 10.5 entnommen werden.

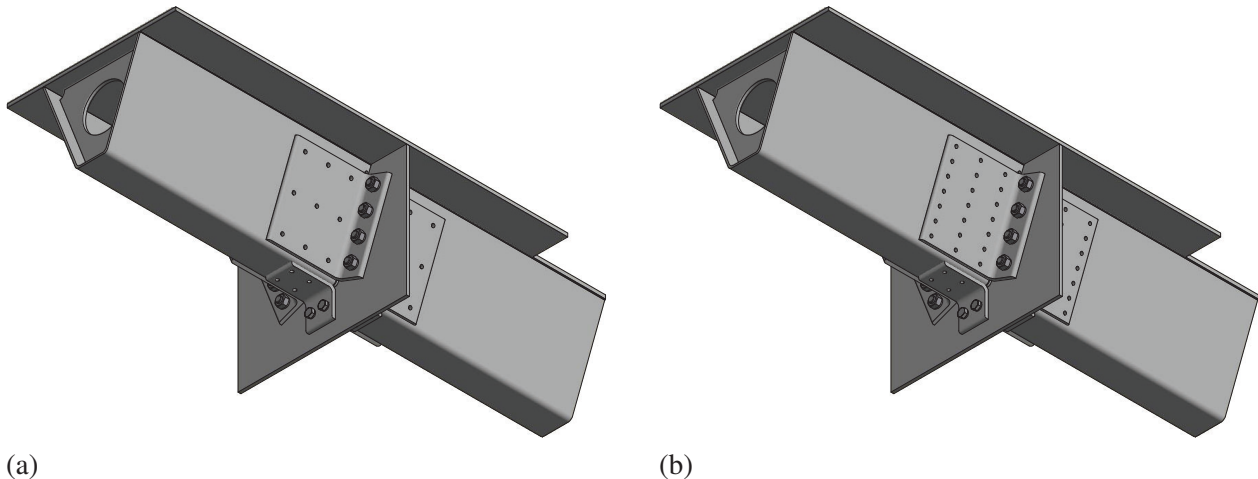


Abb. 10.5: Isometrische Ansicht der Prüfkörper zur Untersuchung der Stuttgarter Sanierungslösung unter Verwendung von (a) BOM [109] und (b) Magna-Loks [214]

10.2.4 Prüfkörperfertigung

Die zugeschnittenen Grobbleche, Winkelprofile und vorgefertigten bzw. kaltgeformten Trapezprofile wurden zu Beginn an die Fa. *Schachtbau Nordhausen Stahlbau GmbH* in Nordhausen geliefert. Bei der ausführenden Stahlbaufirma wurden die einzelnen Prüfkörper schließlich verschweißt und mit der Sanierungslösung versehen.

In einem ersten Schritt wurden die Querträgerstege und das Deckblech zueinander ausgerichtet und über magnetische Montagewinkel senkrecht zueinander fixiert, bevor sie über Doppelkehlnähte miteinander verschweißt wurden. Im gleichen Schritt wurden Quersteifen an die Stellen der Trapezprofile über Kehlnähte angeschweißt, an denen sich in den Ermüdungsversuchen die Lasteinleitung und Lagerung befand. Dies diente hauptsächlich der Versteifung der Querschnitte an diesen Stellen und der Reduktion der Ermüdungsgefahr. Die Trapezquerschnitte mit Quersteifen wurden anschließend auf den Deckblechen ausgerichtet und über Heftschweißungen fixiert, siehe Abb. 10.6 (a). Zwischen Querträgersteg und Längsrippe wurde dabei zur Umsetzung des künstlichen Ermüdungsrisses bereits der geplante Abstand von ca. 2 mm vorgesehen. Daraufhin konnte die Verbindung zwischen Längsrippen und Deckblech sowie zwischen Quersteife und Deckblech erfolgen, siehe Abb. 10.6 (b). Alle Schweißnähte wurden MAG mit Massivdrahtelektrode (135) geschweißt. Außerdem wurde die Schweißnaht zwischen Deckblech und Längsrippe im Bereich des Querträgerstegs um 10 bis 20 mm an der Längsrippe entlang „hochgezogen“. Dies diente hauptsächlich dazu, die Kerbschärfe eines Ermüdungsrisses abbilden zu können. Gegebenenfalls wurde das Schweißnahtende zusätzlich noch mit einem Winkelschleifer beschliffen.

Im Anschluss an die Schweißarbeiten wurden die Prüfkörper mit der Stuttgarter Sanierungslösung saniert. Dazu wurden zuerst die seitlichen und unteren Winkel ausgerichtet, über Heftschweißungen in ihrer Lage fixiert und die Lochbilder angerissen. Mit einem Magnetbohrer wurden schließlich die Bohrungen gesetzt. Anschließend wurden die Winkel zur Lagesicherung zuerst mit zwei von vier Passschrauben handfest mit dem Querträgersteg verschraubt, bevor anschließend die Blindniete gesetzt (BOM und Magna-Lok) bzw. verschraubt (Hollo-Bolt) werden konnten. Den Abschluss der Montagearbeiten bildete schließlich das Vorspannen der Passschrauben.

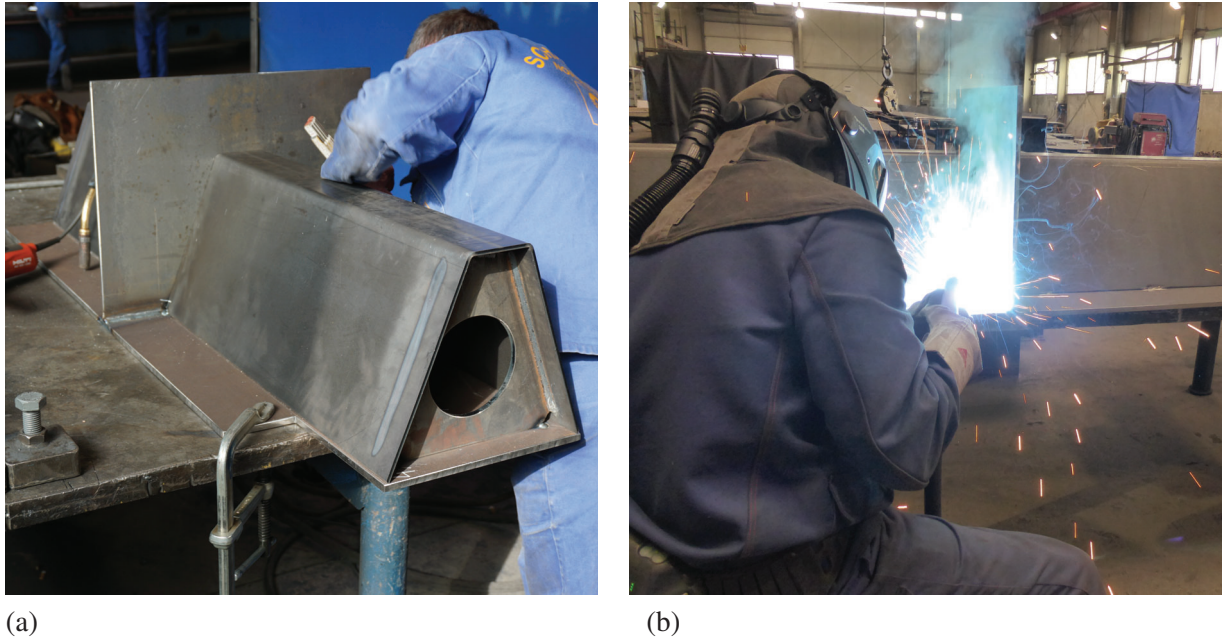


Abb. 10.6: Prüfkörperfertigung: (a) Ausrichten des Längsrippenprofils auf dem Deckblech, (b) Schweißung zwischen Längsrippe und Deckblech

In Anlehnung an den Bestand (an der Berliner Brücke dementsprechend noch St52) wurden alle Bauteile aus der Stahlsorte S355J2 nach DIN EN 10025-2 [47] gefertigt.

10.3 Versuchskonzept

Zur ermüdungstechnischen Untersuchung der Stuttgarter Sanierungslösung wurden insgesamt 12 Versuche durchgeführt. Die Prüfkörper erhielten dabei die Bezeichnung T2 und die Ergänzungen A, B oder C in Abhängigkeit des verwendeten Blindniettyps. In Tab. 10.1 sind hierzu nochmal das Versuchsprogramm aufgelistet und die entsprechenden Testserienbezeichnungen sowie Anzahl Versuche angegeben. In Tab. 9.1 wurden hierzu bereits die verwendeten Blindniettypen vorgestellt.

Der betrachtete Anschlussbereich wurde in den Bauteilversuchen ausschließlich über eine Kraft

Tab. 10.1: Versuchsprogramm der Testserie T2

<i>Blindniettyp</i>	Testserienbezeichnung	Anzahl Versuche	Anmerkung
<i>Hollo-Bolt HB10</i>	T2A	6	3 Versuche wurden mit Schraubensicherung gefahren 1 Versuch wurde auf dem Kopf geprüft
<i>BOM</i>	T2B	3	–
<i>Magna-Lok</i>	T2C	3	2 Versuche wurden auf dem Kopf geprüft

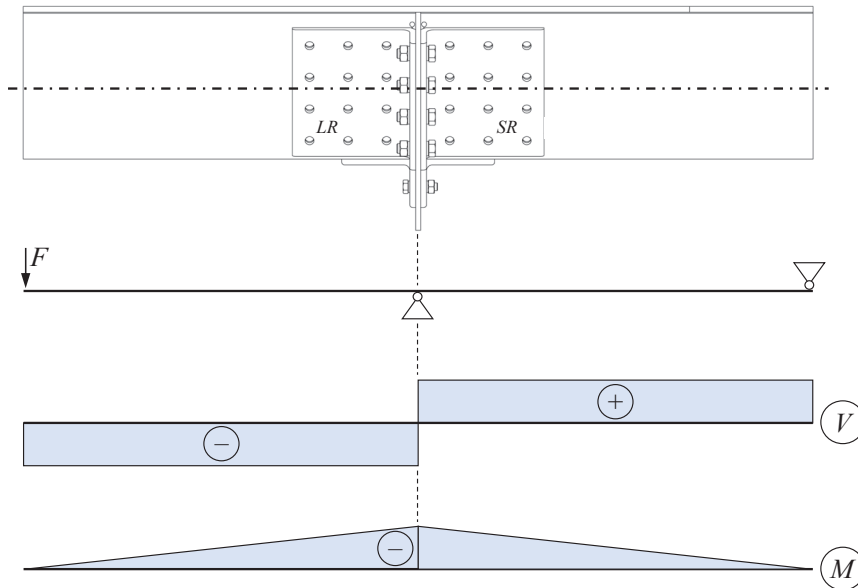


Abb. 10.7: Statisches System der Bauteilversuche und Schnittgrößenverteilung

F am freien Ende der Prüfkörper belastet, siehe dazu auch Abb. 10.7. Die Kraft führte dementsprechend zu einer Querkraft in Höhe von $V_z = -F$ und zu einem negativen Biegemoment $M_y = -F \cdot L$ im Anschluss, das außerdem auch in einer Biegung des Querträgersteiges aus der Stegebene heraus resultierte. Zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens der Sanierungslösung unter der Einwirkung von Schnittgrößen mit umgekehrtem Vorzeichen, wurden der Prüfkörper T2A.05 der Testserie T2A und die Prüfkörper T2C.02 und T2C.03 der Testserie T2C 180° um die Prüfkörperlängsachse gedreht und auf dem Kopf geprüft. Das Deckblech wurde hierbei im Bereich des Querträgersteiges über ein Rollenlager gelagert. Damit erfuhr der Anschluss in diesen Versuchen ein positives Biegemoment und eine positive Querkraft, jedoch entfiel dadurch die Querträgerstegbiegung aus der Ebene.

Mit Hilfe der in Abs. 10.5 beschriebenen versuchsbegleitenden Dehnungsmessungen konnte das Verformungsverhalten der Prüfkörper erfasst und Biegeanteile aufgezeichnet werden. Mit Hilfe zusätzlicher Wegmesser konnten zudem absolute und relative Verschiebungen gemessen werden.

10.4 Versuchsdurchführung

Versuchseinrichtung und Prüfbedingungen. Der Versuchsaufbau der durchgeführten Bauteilversuche wurde dem Aufbau aus CUNINGHAME [22] nachempfunden (vgl. auch Abb. 2.13). Auf den Kragarmenden wurden über einen hydraulischen Prüfzylinder die Lasten aufgebracht. Die Bauteilversuche wurden dafür an demselben Versuchsstand der Materialprüfungsanstalt (MPA) der Universität Stuttgart durchgeführt, der auch bereits im Forschungsvorhaben FE 15.0474 der Bundesanstalt für Straßenwesen [136] Anwendung fand. Die Versuchseinrichtung bestand dabei aus einem Nutentisch und einen hydraulischen Prüfzylinder der Fa. Schenck. Ein Foto des Versuchsstands ist hierzu auch in Abb. 10.8 dargestellt.

Statische Vorversuche. Zur Aufzeichnung von Biegeanteilen in den Längsrippen, von eventuellen Schlupfeffekten zwischen den Winkeln und den Seitenblechen der Längsrippen, aber auch

um einen Abbau von Eigenspannungen aufzeichnen zu können, wurden die Prüfkörper auch in diesem Fall noch vor den eigentlichen Ermüdungsversuchen statisch in drei Schritten ($1/3F_{\max}$, $2/3F_{\max}$, $3/3F_{\max}$) vorbelastet. Dabei wurden die dynamischen Oberlasten F_{\max} , die auch in den zeitlich nachfolgenden Schwingversuchen maximal aufgebracht wurden, quasistatisch und weggesteuert bei 3 bis 4 mm/min angefahren.

Ermüdungsversuche. Vor Beginn der Ermüdungsversuche wurde zuerst überprüft, ob die Prüfkörper sinusförmig eingetragener werden. Alle Prüfkörper wurden mit einem Spannungsverhältnis von $R = 0,1$ und bei Frequenzen zwischen 1,5 und 5,0 Hz in Kraftregelung geprüft. Aufgrund der nur geringen Anzahl an Prüfkörper, wurde wie auch schon in den Versuchen an K-Knoten (vgl.

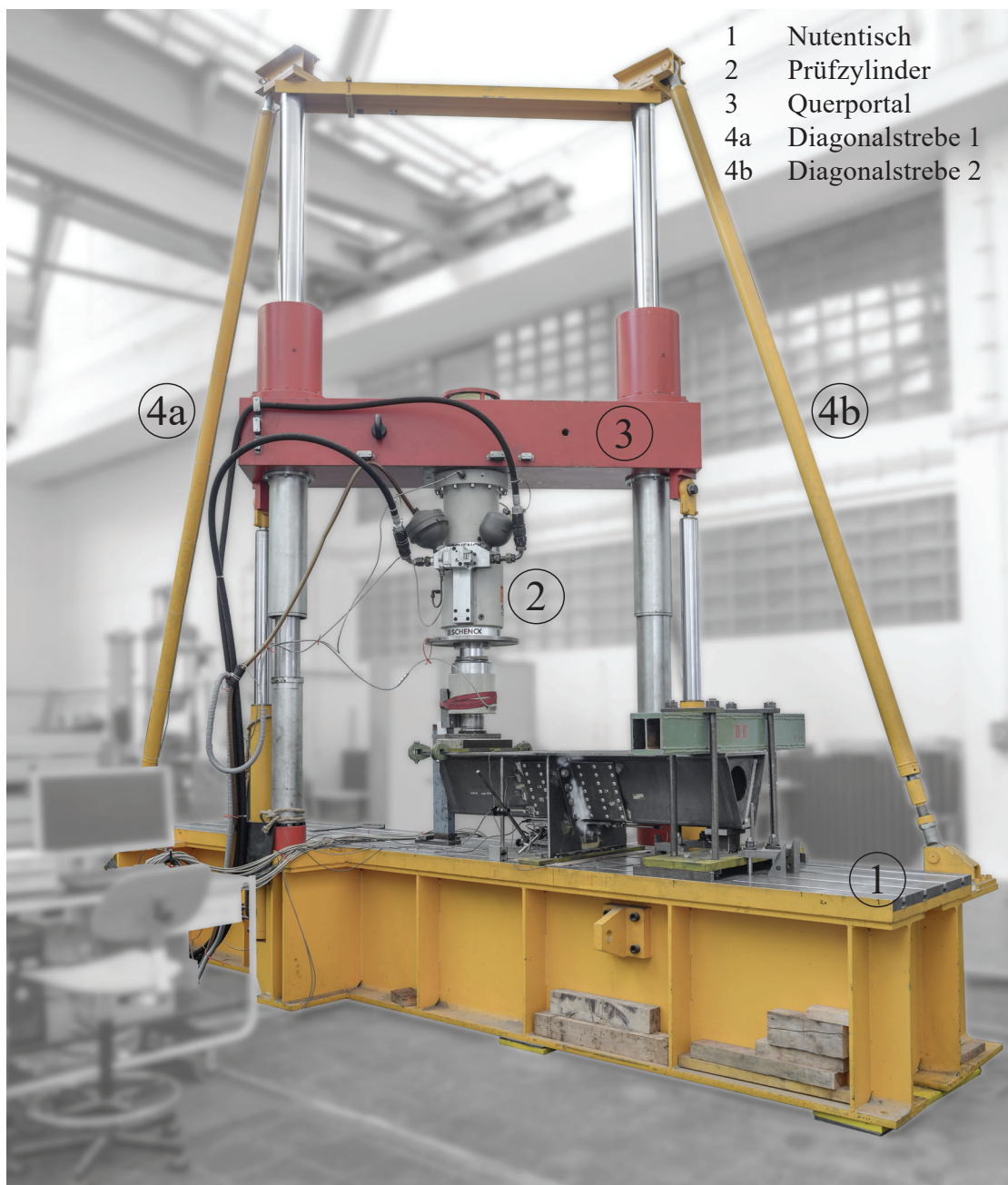


Abb. 10.8: Versuchsstand der Bauteilversuche an Längsrippen mit Stuttgarter Sanierungslösung

Abs. 5.4) in allen Testserien versucht, das Perlschnurverfahren anzuwenden. Der Prüfkörper Nr. T2B.01 wurde zweimal getestet. Auf dem ersten Lastniveau wurde der Versuch nach ca. 2,05 Mio. Schwingspielen beendet. Hierbei bildete sich ein erster Ermüdungsriss in den seitlichen Winkeln aus, der jedoch vorerst unentdeckt blieb. Der Prüfkörper wurde deshalb erneut getestet und das Lastniveau um 55% angehoben. Als erstes Abbruchkriterium wurde ein Blindnietbruch bzw. ein Blindnietversagen festgelegt. Dazu zählte auch das Lösen und Herausdrehen der inneren Schrauben in den Versuchen der Testserie T2A. Als zweites Abbruchkriterium wurde ein Ermüdungsriss in den seitlichen Winkeln von ca. 7 cm festgelegt.

10.5 Begleituntersuchungen

Dehnungs- und Verschiebungsmessungen. Zur Aufzeichnung der Dehnungen und Verschiebungen wurden an ausgewählten Stellen Dehnungsmessstreifen (DMS) der Fa. TML (Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.) aufgebracht und an weiteren Stellen Wegaufnehmer installiert. Darüber hinaus wurden die Prüfkraft und der Maschinenweg des Prüfzylinders erfasst. Das DMS-Schema bzw. der prinzipielle Messplan ist hierzu mit allen Messpositionen der Abb. 10.9 zu entnehmen. Die Ermüdungsversuche wurden möglichst ununterbrochen 24 Stunden, 7 Tage die Woche gefahren.

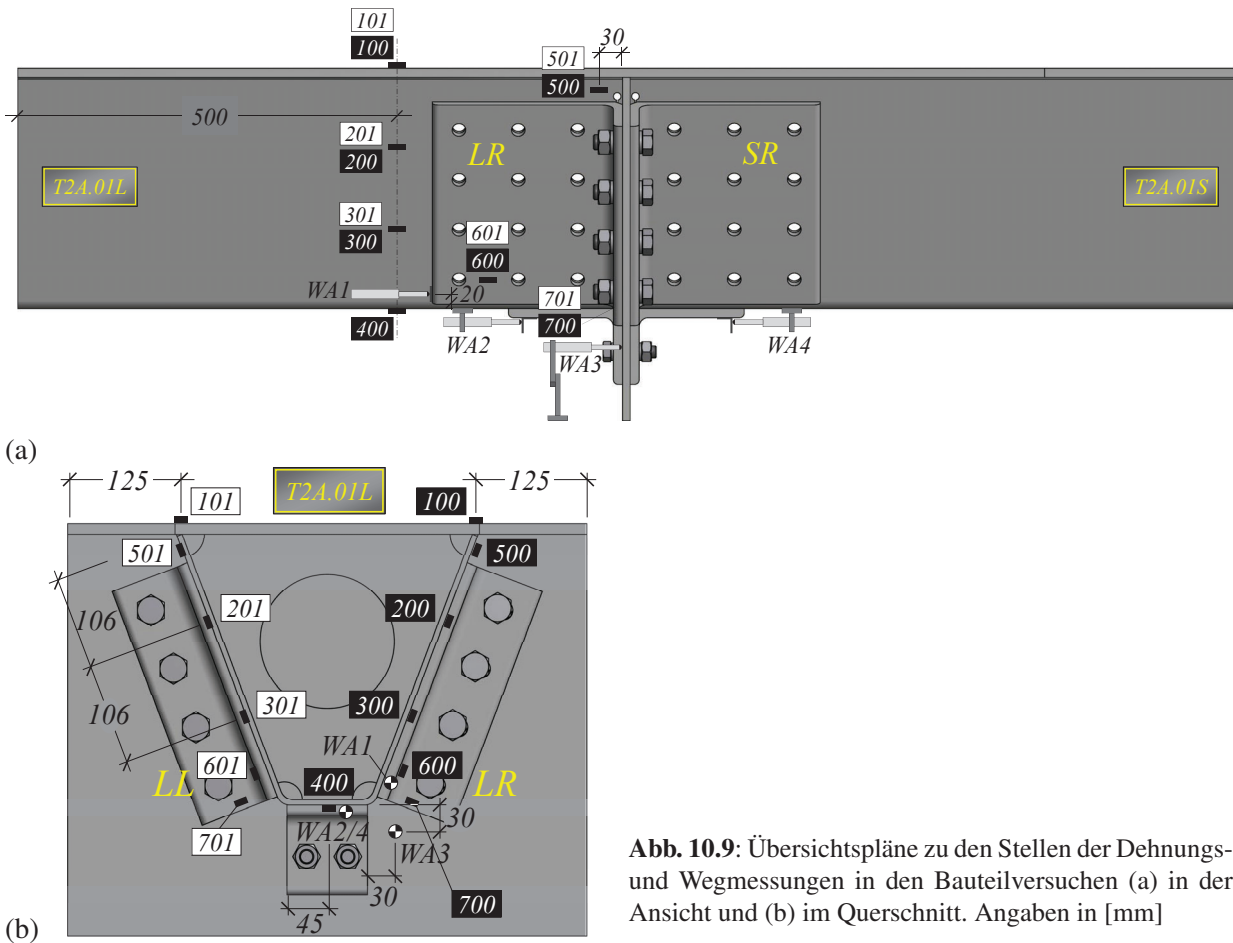


Abb. 10.9: Übersichtspläne zu den Stellen der Dehnungs- und Wegmessungen in den Bauteilversuchen (a) in der Ansicht und (b) im Querschnitt. Angaben in [mm]

Sichtprüfung. Während der Ermüdungsversuche erfolgte im Abstand von einer bis acht Stunden in Abhängigkeit von der Versuchslaufzeit eine visuelle Rissprüfung (Sichtprüfung) an den Winkeln und an den Enden der künstlichen Ermüdungsrisse. Zur Detektion des Abbruchkriteriums *Blindnietbruch* wurde ergänzend zu den Dehnungs- und Wegmessungen in definierten Abständen, in der Regel alle 2 bis 5 Minuten, ein Foto aufgenommen. Damit konnte ein offensichtliches Versagen eines Blindnietes anhand des Zeitstempels des Fotos ggf. auch nachträglich noch festgestellt werden.

10.6 Versuchsergebnisse

Ertragene Schwingspiele. Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche sind für die Testserien T2A bis T2C in Tab. 10.2 zusammengestellt. Die angegebenen Schubspannungsschwingbreiten beziehen sich dabei auf die Blindniete in den unteren Winkeln, wobei für die Hollo-Bolts die Spannungsquerschnitte der inneren Schrauben angesetzt wurden. Die Schubspannungen berechneten sich dabei generell aus der Kraft in den unteren Winkeln nach Gl. (10.7), die wiederum am “Laschenquerschnitt” nach Abb. 10.4 und anhand des Modells der Schnittgrößenaufteilung von PETERSEN [166, Abs. 2.2.7] ermittelt wurde. Die anteiligen Schnittgrößen in den unteren Winkeln lassen sich hierbei mit den Gleichungen (10.5) und (10.6) bestimmen.

$$M_{y,WI,u} = M_y \cdot \frac{I_{y,WI,u}}{I_{y,LA}} \quad (10.5)$$

$$N_{WI,u} = \frac{M_{y,WI,u}}{z_{s,WI,u}} \quad (\text{Druck}) \quad (10.6)$$

Das einwirkende Biegemoment M_y wurde dabei aus der Prüflast, multipliziert mit dem Abstand zum Anschlussschwerpunkt der Blindniete im unteren Winkel, berechnet. Die Beanspruchung ergab sich dann zu

$$\Delta \tau_{Ed} = \frac{N_{WI,u}}{n_{WI,u} \cdot A} \quad (10.7)$$

$n_{WI,u}$ definiert hierbei die Anzahl Blindniete im unteren Winkel. Zusätzlich sind in Tab. 10.2 der eingetretene Versagenstyp und gegebenenfalls weitere Anmerkungen angegeben.

Folgende Punkte seien an dieser Stelle noch angemerkt:

- Der Prüfkörper T2B.01 wurde zuerst auf einem niedrigeren Lastniveau getestet. Nach ca. 2 Millionen Schwingspielen wurde die Versuchslast hochgesetzt und der Prüfkörper erneut getestet. Der auf der ersten Laststufe eingetretene Ermüdungsriss in den seitlichen Winkeln konnte unglücklicherweise erst auf der hochgesetzten Laststufe detektiert werden. Interessanterweise, scheinen jedoch die Ergebnisse beider Versuche (T2B.01 und T2B.01-2) unabhängig voneinander betrachtet werden zu können.
- Die Prüfkörper T2A.05, T2C.02 und T2C.03 wurden zur Untersuchung des Einflusses eines positiven Biegemoments 180° um die z - bzw. Längsrippenlängsachse gedreht. Dadurch

10.6 Versuchsergebnisse

Tab. 10.2: Ergebnisse der Ermüdungsversuche der Testserien T2A bis T2C

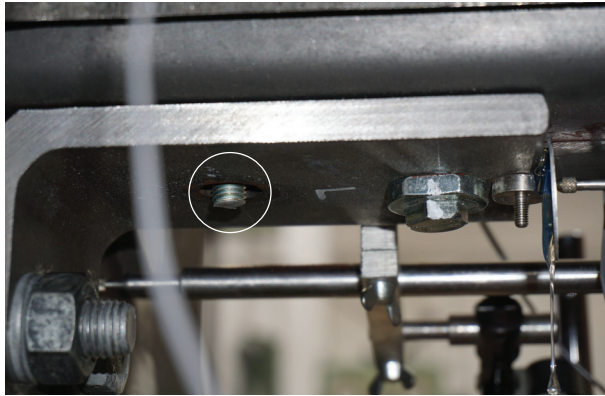
Prüfkörper	Schwingbreite ΔF^a [kN]	Schwingbreite $\Delta \tau_{\text{nom}}^b$ [N/mm ²]	Schwingspiele		Versagen ^e	Bemerkung ^f
			N_f^c [–]	N_{fin}^d [–]		
Testserie T2A – Hollo-Bolt						
T2A.01	54	329,7	315.348	2.005.275	WI	Winkel SR und SL, mit Schraubensicherung
T2A.02	54	329,7	561.312	921.189	BN-S	Winkel LR
T2A.03	72	439,5	374.856	396.099	BN-U	L-Seite
T2A.04	97,2	593,4	198.050	235.417	BN-U	L-Seite
T2A.05	97,2	593,4	87.721	98.721	WI	Winkel SL und LR, auf dem Kopf geprüft, mit Schraubensicherung
T2A.06	81	494,5	552.067	582.767	BN-S	Winkel SR, mit Schraubensicherung
Testserie T2B – BOM						
T2B.01	108	211,1	1.475.512	2.048.626	WI	Winkel LR und LL
T2B.01-2	168	328,4	284.142	428.873	BN-U	Hochgesetzt, L-Seite
T2B.02	180	351,9	697.251	738.980	BN-U	S-Seite
T2B.03	205	400,8	806.622	2.000.000	WI	Winkel SL und LR
Testserie T2C – Magna-Lok						
T2C.01	80	166,9	439.544	686.642	WI	Winkel LL
T2C.02	57	249,9	94.480	103.099	BN-U	L-Seite, Auf dem Kopf geprüft
T2C.03	51	223,6	123.957	225.220	BN-U	L-Seite, Auf dem Kopf geprüft
<p>^a Schwingbreite der Maschinenkraft.</p> <p>^b Die Schubspannungen beziehen sich dabei auf die Blindniete in den unteren Winkeln und berechneten sich dabei generell aus der Kraft in den unteren Winkeln nach Gl. (10.7), die wiederum am "Laschenquerschnitt" nach Abb. 10.4 (a) ermittelt wurde. Bei den Hollo-Bolts wurde hierzu der Spannungsquerschnitt der inneren Schraube je Scherfuge angesetzt. Für Schrauben des Typs M10 beträgt dieser 58 mm².</p> <p>^c Schwingspielzahl bis zum angegebenen Abbruchkriterium.</p> <p>^d Entspricht dem Versuchsende.</p> <p>^e WI = Risse in den seitlichen Winkeln unterhalb der Passschrauben, BN-S = Blindnietbruch in einem der seitlichen Winkel, BN-U = Blindnietbruch in einem der unteren Winkel.</p> <p>^f Die Abkürzungen für die unterschiedlichen Winkel können der Abb. 10.9 entnommen werden.</p>						

erfahren die unteren Winkel und damit auch die hier verwendeten Passschrauben eine Zugkraft. Die geringere Ermüdungsfestigkeit der Schrauben unter Zug machte dann die Entfernung von je zwei Magna-Loks in den unteren Winkeln der Prüfkörper der Testserie T2C erforderlich.

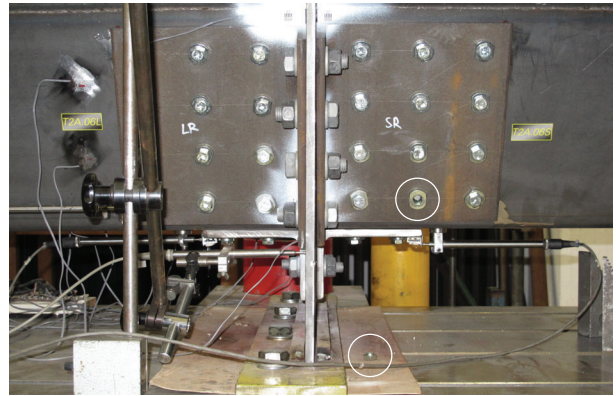
Versagensverhalten. Das Versagensverhalten trat in Abhängigkeit des Blindniettyps und auch des Vorzeichens des einwirkenden Biegemoments auf unterschiedliche Art und Weise auf, so dass sich auch das Abbruchkriterium zwischen einzelnen Versuchen änderte. Zur Vereinfachung wurden jedoch die einzelnen Versuche trotz der unterschiedlichen Abbruchkriterien gemeinsam ausgewertet. Die Ergebnisse der statistischen Auswertung machen die Zulässigkeit dieser Vorgehensweise deutlich. Große plastische Verformungen blieben hierbei aus.

In den Versuchen der **Testserie T2A** (Prüfkörper mit **Hollo-Bolts**) konnte neben dem unten beschriebenen Ermüdungsriss in den seitlichen Winkeln in vielen Versuchen vor allem auch ein Blindnietversagen festgestellt werden, wobei sich dieses wiederum auf unterschiedliche Art und Weise manifestierte:

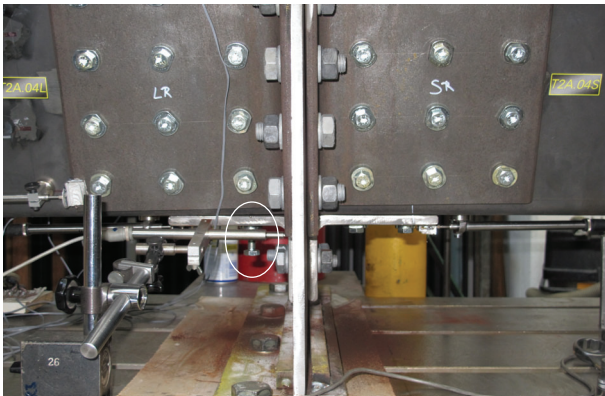
1. Zum einen konnte ein zweiteiliges Versagen beobachtet werden, bei dem zuerst die äußere Hülse des Blindnietts ermüdete, was jedoch noch nicht zu einem gänzlichen Versagen des Blindnietts führte. Darauf folgend und zu einem späteren Zeitpunkt kam es dann zu einem Bruch der inneren Schraube. Das Herausbrechen der Hollo-Bolts bedeutete schließlich das Ende des Versuchs. Dieses Versagen konnte beispielsweise im Versuch T2A.03 beobachtet werden. Ein versagter Blindniet im unteren Winkel auf der Lastseite ist dabei zur Verdeutlichung in Abb. 10.10 (a) dargestellt.
2. Als zweites konnte in den Versuchen T2A.02 und T2A.06 ein ähnliches Versagensverhalten wie zuvor aufgezeichnet werden. Hierbei traten jedoch zuerst die Ermüdungsbrüche in den inneren M10er Schrauben der Hollo-Bolts auf, was anschließend zu einem Herausfallen der versagten Schrauben führte und schließlich mit dem Abbruch der Versuche endete. Abb. 10.10 (b) zeigt hierzu beispielsweise den Zeitpunkt nach Versuchsabbruch für Prüfkörper T2A.06.
3. Ein dritter Effekt, der als Versagen der Hollo-Bolts und damit der Sanierungslösung angesehen wurde, war das *Lösen und anschließende Herausdrehen der inneren Schrauben* der Hollo-Bolts. Während in den Versuchen T2A.02 und T2A.03 das gänzliche Herausdrehen der Schrauben durch nachträgliches Anziehen mit dem vorgeschriebenen Drehmoment verhindert wurde, wurde im Versuch T2A.04 das gänzliche Herausdrehen der Schraube zugelassen und als Abbruchkriterium gesetzt. Durch die noch intakte äußere Hülse des betreffenden Blindnietts, waren keine Änderungen in den Wegaufnehmern oder DMS bei Versagen zu erkennen, weshalb der genaue Versagenszeitpunkt und damit die Anzahl Schwingspiele bis zum Abbruchkriterium nachträglich mit Hilfe der aufgenommenen Fotos festgestellt werden musste. Aufgrund dieses Effektes wurden die inneren Schrauben der Hollo-Bolts in den unteren Winkeln im Zuge drei weiterer Versuche (T2A.01, T2A.05 und T2A.06) mit einer Schraubensicherung versehen. Ein Lösen und Herausdrehen der inneren Schrauben war anschließend nicht mehr feststellbar. Der Zustand im Versuch T2A.04 kurz vor dem Herausfallen der inneren Schraube ist hierzu in Abb. 10.10 (c) dargestellt.



(a)



(b)

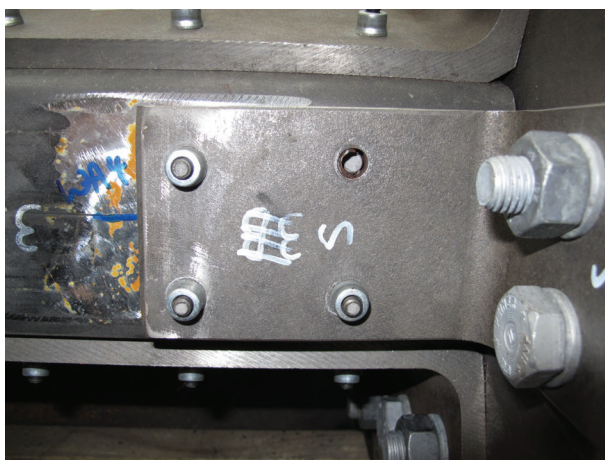


(c)

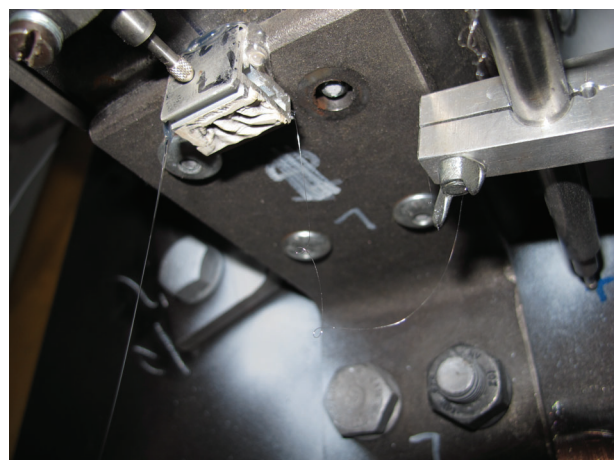
Abb. 10.10: Versagenstypen an den Hollo-Bolts für die Versuche an der Stuttgarter Sanierungslösung am Prüfkörper (a) T2A.03, (b) T2A.06 und (c) T2A.04

Die beiden weiteren Blindniettypen der **Testserien T2B und T2C** versagten hauptsächlich durch ein plötzliches Abplatzen der Setz- oder Schließköpfe, das schließlich zum Abbruch des Versuchs führte. Dieser Versagensmodus zeigte sich dabei in den Versuchen T2B.01-2, T2B.02 und in allen Versuchen der Testserie T2C, siehe hierzu auch Abb. 10.11 (a) und (b).

Neben den oben beschriebenen Blindnietbrüchen konnte in mehreren Versuchen je Testserie eine



(a)



(b)

Abb. 10.11: Versagenstypen an den BOM und Magna-Loks für die Versuche an der Stuttgarter Sanierungslösung am Prüfkörper (a) T2B.02 und (b) T2C.01

Rissbildung in den seitlichen Winkeln beobachtet werden. Es traten hierbei entweder nur Ermüdungsrisse auf oder auch eine Kombination aus einem Blindnietbruch und einem Ermüdungsrisse. Die Risse bildeten sich dabei hauptsächlich in den seitlichen Winkeln unterhalb der untersten Passschraube aus und wurden ausschließlich an der Unterkante des Winkels und nur zu einer Seite des Querträgerstegs initiiert. Eine Rissbildung zu beiden Seiten der Längsrippen trat hierbei ebenfalls auf. Dadurch, dass sich die Risse in den seitlichen Winkeln an den Stellen ausbildeten, von denen zuerst fälschlicherweise angenommen wurde, dass sie ausschließlich einer Druckspannung unterliegen, wurde in den Versuchen T2A.01, T2B.01 und T2B.03 die Rissbildung erst verspätet detektiert. Anhand der aufgezeichneten Dehnungs- oder auch Wegschwingbreiten, ließ sich aber in allen Versuchen eine Umlagerung der Beanspruchungen infolge des Ermüdungsrisse in den seitlichen Winkeln erkennen und daraus schließlich die maßgebende Schwingspielzahl herleiten. Ein Beispiel eines Versuchs, in dem sich der Ermüdungsrisse in den seitlichen Winkeln ausgebildet hat, ist in Abb. 10.12 dargestellt.

10.7 Versuchsauswertung

10.7.1 Vorläufige Auswertung

Das Vorgehen im Zuge der statistischen Auswertung ist genauer in Anhang F beschrieben. Bei den Versuchen an der Stuttgarter Sanierungslösung wurden alle Versuchsdaten auf die Schubspannungsschwingbreiten in einer der Blindniete in einem der unteren Winkel bezogen, da sich im Großteil der Fälle in diesen Blindnieten das Versagen eingestellt hat. Auch wurde für die



Abb. 10.12: Ermüdungsrisse an den seitlichen Winkeln des Prüfkörpers T2C.01

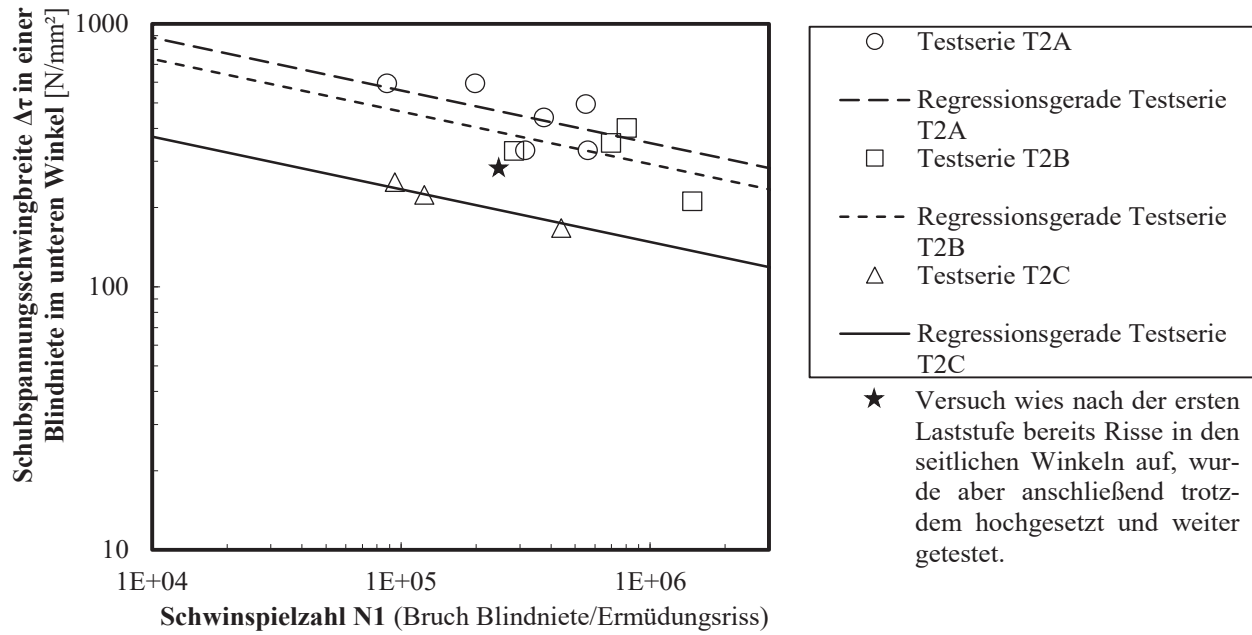


Abb. 10.13: Ergebnisse der Versuche der Testserien T2A, T2B und T2C einschließlich der jeweiligen Regressionsgeraden

Neigung der Wöhlerlinien $m = 5$ vorgegeben, in Anlehnung an das Kerbdetail der Schraube in Scher-Lochleibungsverbindungen (Detail 15, Tab. 8.1 von DIN EN 1993-1-9 [58]). Im Wöhler-Diagramm in Abb. 10.13 sind als erstes alle Versuchsdaten auf Basis von Nennschubspannungen aller Testserien eingetragen. Die Regressionsgeraden der drei Blindniettypen sind ebenfalls eingezeichnet. Charakteristische Werte der Ermüdungsfestigkeiten sind an dieser Stelle aufgrund der geringen Anzahl an Versuchsdaten je Testserie nur abschätzbar. In Tab. 10.3 sind diese, gemeinsam mit den mittleren Ermüdungsfestigkeiten und den natürlichen Neigungen der Wöhlerlinien sowie mit den einzelnen Standardabweichungen, trotzdem zusammengestellt.

Aus Abb. 10.13 und Tab. 10.3 lässt sich schließen, dass die Magna-Loks die geringsten Ermüdungsfestigkeiten aufweisen. Dies konnte auch bereits in den Kleinversuchen in Kapitel 9 fest-

Tab. 10.3: Ermüdungsfestigkeiten, natürliche Neigungen der Wöhlerlinien und Standardabweichungen für die Testserien T2A, T2B und T2C

Testserie	Blindniettyp	Referenzwert ^a $\Delta\tau_C$ [N/mm ²]		$\Delta\tau_{50\%}$ [N/mm ²] für $m = 5$	Standardabweichung [N/mm ²] für $m = 5$
		$m = 5$	$m = \text{frei}$		
T2A	Hollo-Bolt	196	75 $m = 1,72$	307	2,8 (0,4458 [-])
T2B	BOM	137	44 $m = 1,30$	255	3,2 (0,5118 [-])
T2C	Magna-Lok	110	105 $m = 3,92$	129	1,3 (0,1046 [-])

^a 95%-Fraktile eines einseitigen Vorhersageintervalls

gestellt werden. Interessanterweise scheint sich dies jedoch in den Bauteilversuchen bei Vorgabe einer freien Neigung umzukehren. Auch weisen die Magna-Loks die geringsten Streuungen auf. Der Vergleich der mittleren Ermüdungsfestigkeiten aus den Kleinversuchen unter Schub in Abs. 9.6.2, Tab. 9.3 und den in Abb. 10.13 dargestellten S-N-Kurven bzw. den in Tab. 10.3 angegebenen mittleren Ermüdungsfestigkeiten aus den Bauteilversuchen legt außerdem nahe, dass für die Magna-Loks und die BOM kein großer Unterschied zwischen Klein- und Bauteilversuch vorhanden zu sein scheint. Nur die Hollo-Bolts weisen in den Bauteilversuchen offensichtlich eine höhere mittlere Ermüdungsfestigkeit auf ($\Delta\tau_{\text{Bauteil},50\%} = 307 \text{ N/mm}^2 \longleftrightarrow \Delta\tau_{\text{Klein},50\%} = 240 \text{ N/mm}^2$). Zusätzlich ist in Abb. 10.13 der Versuch T2B.01 mit einem Stern gekennzeichnet, der zuerst auf einem niedrigeren Lastniveau getestet und nach ca. 2 Millionen Schwingspielen hochgesetzt wurde, obwohl auf der ersten Laststufe ein Ermüdungsriss eingetreten war, der jedoch erst verspätet detektiert werden konnte.

Aus den Regressionsgeraden lässt sich somit schon ein erster Schluss ziehen, dass die Ermüdungsfestigkeit der Stuttgarter Sanierungslösung vereinfacht auf den jeweils verwendeten Blindniettyp zurückgeführt werden kann.

10.7.2 Modifikation der Versuchsdaten

Um eine Vergleichbarkeit zwischen den verschiedenen Blindniettypen untereinander zu ermöglichen, wurde bereits in Abs. 9.6.2.3 ein Faktor hergeleitet, der eine gemeinsame Auswertung aller Versuchsdaten an den Blindnieten mit Hilfe einer Modifikation ermöglicht. Auch für die Bauteilversuche wurde überprüft, ob die hergeleitete Modifikation gültig bleibt. Dazu wurden in einem weiteren Schritt alle Versuchsdaten unter Berücksichtigung des Modifikationsfaktors für Schub $k_{f,v}^{-1}$ aus Gl. (9.2) nach Gl. (10.8) korrigiert. Die sich ergebende Versuchsdatenbasis ist dabei in Abb. 10.14 dargestellt.

$$\Delta\tau_{\text{mod}} = \Delta\tau \cdot k_{f,v}^{-1} \quad (10.8)$$

Man erkennt auch für die Bauteilversuche eine gewisse Verengung des Streubandes. Die sich anschließend ergebende modifizierte Ermüdungsfestigkeit beträgt $\Delta\tau_{C,\text{mod}} = 111 \text{ N/mm}^2$ und liegt damit geringfügig über dem Wert aus Abs. 9.6.2.3. Der Unterschied ist hierbei vermutlich auf das höhere Schubspannungsniveau in den Versuchen an der Stuttgarter Sanierungslösung unter Verwendung von Hollo-Bolts zurückzuführen.

10.7.3 Abschließende Auswertung

Zur Untersuchung der Einflüsse aus den Bauteilversuchen werden abschließend noch alle modifizierten Versuchsdaten, also aus den Kleinversuchen aus Kapitel 9 sowie Bauteilversuchen, gemeinsam betrachtet und ausgewertet. Alle modifizierten Versuchsdaten sind hierzu in das Wöhlerdiagramm in Abb. 10.15 eingetragen. Vernachlässigt wurden dabei Ausreißer und Durchläufer mit Schwingspielzahlen von über 2 Mio. Für die Auswertung standen somit insgesamt 42

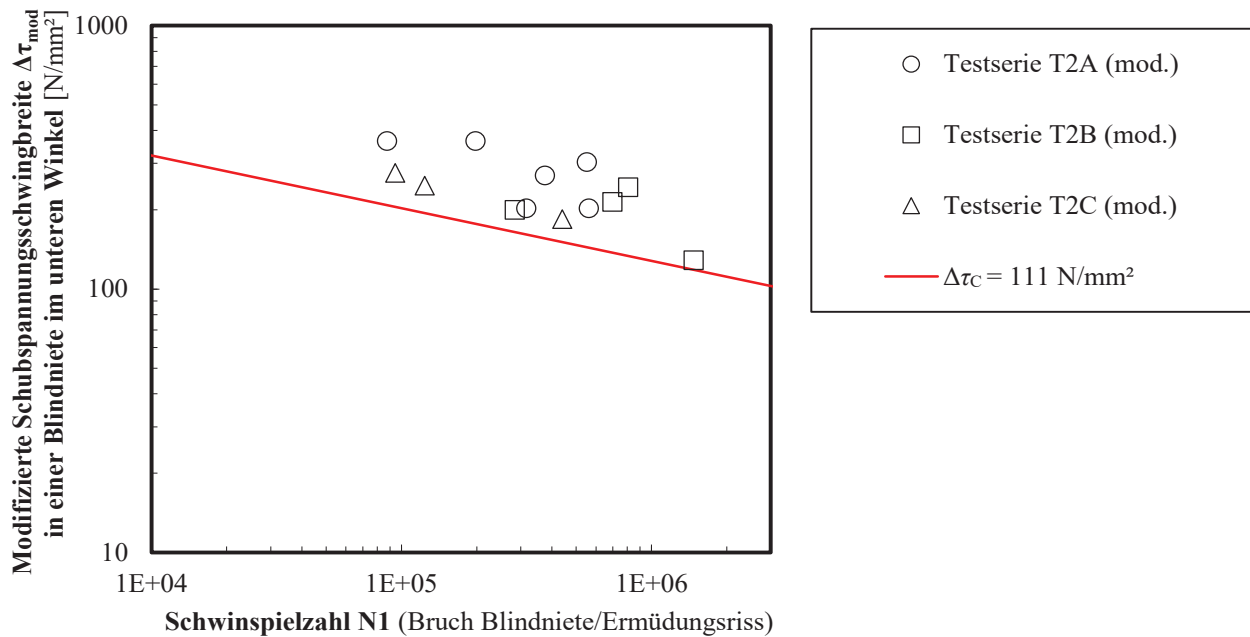


Abb. 10.14: Modifizierte Versuchsdaten der Testserien T2A, T2B und T2C mit hergeleiteter Wöhlerlinie

Versuchsdaten zur Verfügung. Anhand von Abb. 10.15 lässt sich einerseits erkennen, dass alle Versuchsdaten ein gemeinsames Streufeld zu bilden scheinen und derselben Grundgesamtheit angehören. Die Standardabweichung beträgt dabei 0,74 (5,5 N/mm²). Der charakteristische Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit bei 2 · 10⁶ Schwingspielen auf Basis von Nennschubspannungen ergibt sich schließlich zu **102 N/mm²** bei Vorgabe einer Neigung von $m = 5$. Die anhand der Kleinversuche bestimmte charakteristische Ermüdungsfestigkeit von 101 N/mm² aus Kapitel 9 kann demnach auch durch die Bauteilversuche bestätigt werden. Die Gültigkeit der Modifikationsregel kann somit bei Betrachtung der einzelnen Blindniete bei Verwendung im Rahmen der Stuttgarter Sanierungslösung ebenfalls bestätigt werden.

10.8 Numerische Begleituntersuchungen und Parameterstudie

10.8.1 Vorbemerkung

Mit Hilfe numerischer Begleituntersuchungen an validierten FE-Modellen wurden im Anschluss an die Ermüdungsversuche und Versuchsauswertung die Kräfte in den maßgebenden Blindnieten ermittelt. Damit sollte hauptsächlich die Zulässigkeit der Vorgehensweise bei der Bestimmung der Beanspruchungen in den Blindnieten bestätigt und anschließend eine Parameterstudie ermöglicht werden, um ggf. auch eine Optimierung der Anschlüsse zum Beispiel hinsichtlich einer günstigeren Wahl der Anschlusswinkel zu erlauben. Hierzu wurde das TB-Submodell aus Abschnitt 8.5 angepasst, modifiziert und mit der Stuttgarter Sanierungslösung versehen. Dieses parametrisierte, räumliche FE-Modelle der Trapezhohlsteife wurde mit der Software ANSYS 16.2 [2], aber auch ANSYS 18.0 [3] erstellt und berechnet.

Untersucht wurden zudem Effekte, die sich innerhalb einer mit dem Ermüdungslastmodell 3

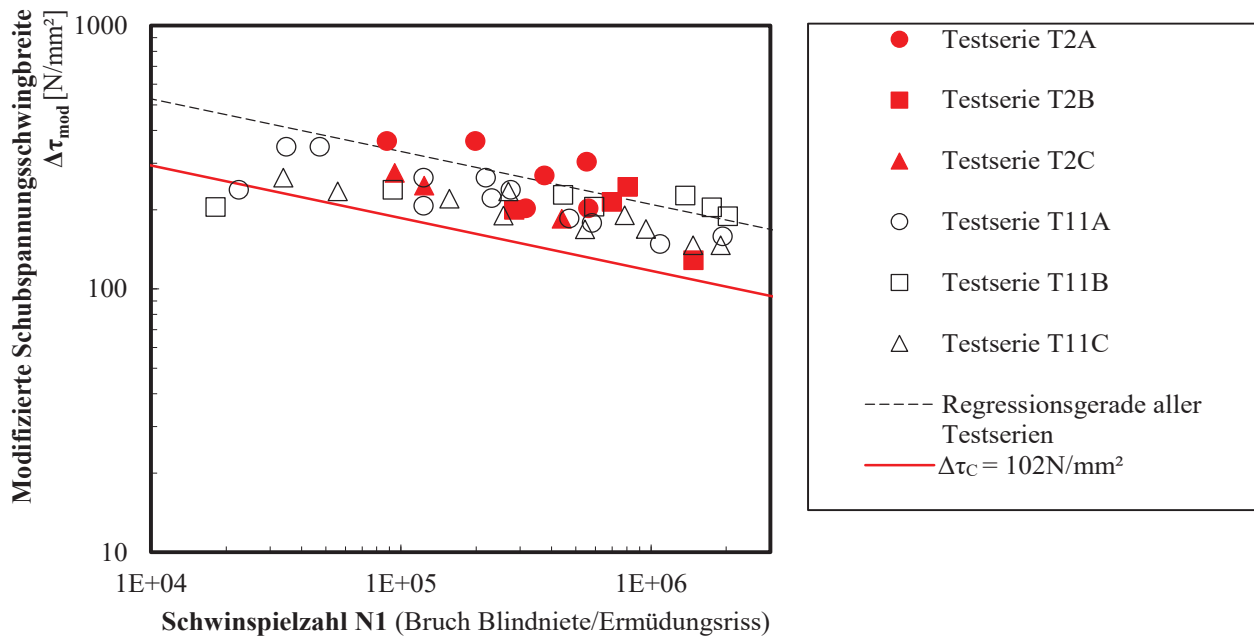


Abb. 10.15: Modifizierte Versuchsdaten aller Testserien (Kleinversuche und Bauteilversuche) unter Schubbeanspruchung mit hergeleiteter Wöhlerlinie

(FLM 3) belasteten OSFP ergeben. Hierfür wurde erneut die Submodelltechnik angewandt. Die FE-Modelle der Prüfkörper dienten dabei als Submodelle und wurden dementsprechend mit den Beanspruchungen aus dem globalen FE-Modell der OSFP (TB-Modell aus Abs. 8.5.3) belastet. Dies führte auch dazu, dass Symmetrien nicht ausgenutzt werden konnten. Die Auswirkungen auf die Stuttgarter Sanierungslösung wurden anschließend bewertet.

10.8.2 FE-Modell

10.8.2.1 Geometrie und statisches System

Die Abmessungen der erstellten FE-Modelle lehnten sich an den Dimensionen der in Abs. 10.2 vorgestellten Prüfkörper an. Das heißt die Modelle hatten jeweils Längen von 1,6 m, Breiten von 580 mm und Höhen von 462 mm (450 mm Querträgersteg und 12 mm Deckblechdicke). Für alle Bleche wurden jeweils die nominellen Dicken angesetzt. Für die Abbildung der Prüfkörper aus den Ermüdungsversuchen wurden an den Enden vereinfachend durchgehende Quersteifen angeordnet. Über einen Abstand zwischen Querträgersteg und Trapezprofil in Höhe von 2 mm konnten in Anlehnung an die gefertigten Prüfkörper die künstlich eingebrachten Ermüdungsrisse umgesetzt werden.

Für eine schnellere und vereinfachte Berechnung wurden Kontaktkräfte in den numerischen Modellen vernachlässigt und die Verbindungsmittel monolithisch mit den Winkeln und den Trapezprofilen verbunden. Zwischen den Winkeln und den Trapezprofilen, aber auch zwischen den Winkeln und dem Querträgersteg wurde jeweils ein Spalt von 0,5 mm vorgesehen. Dies führte zu einer ausschließlichen Übertragung der Beanspruchungen über die Verbindungsmittel, aber auch zu einer Vernachlässigung möglicher Schlupfeffekte. Infolge der Vernachlässigung der Kraftüber-

tragung über Kontakt sind die Beanspruchungen in den Winkeln und in den Blindnieten höher, entsprechen aber dem Berechnungsverfahren aus Abs. 10.2.2. In allen Fällen wurden Lochspiele vernachlässigt und die Durchmesser aller Verbindungsmittel mit den Bohrungsdurchmessern gleichgesetzt. Dies sollte auch zur ansatzweisen Berücksichtigung der Effekte aus den steifigkeitserhöhenden Klemmkraften dienen. Bei der Auswertung der Blindnietspannungen fand anschließend eine Rückrechnung auf die tatsächlichen Durchmesser statt.

Das statische System der FE-Modelle zur Abbildung der Ermüdungsversuche ist bereits in Abbildung 10.7 vorgestellt worden. Wie auch im Prüfstand wurde das mittlere Lager durch eine Einspannung der Unterkante der Querträgerstege umgesetzt. Zur Berücksichtigung des rechten Auflagers, wurde die Deckblechoberkante sowie die Längsrippenunterkante über eine Breite von 140 mm in vertikaler Richtung gehalten, siehe die grünen Flächen in Abb. 10.16.

Die Berechnung erfolgte schließlich unter der Annahme eines linear-elastischen Materials. Der Elastizitätsmodul wurde wie für Stahl üblich zu $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$ gesetzt. Die Querdehnungszahl betrug $\nu = 0,30$. Eine perspektivische Ansicht des Prüfkörpers mit den Lagerungs- und Lastbedingungen ist in Abb. 10.16 dargestellt.

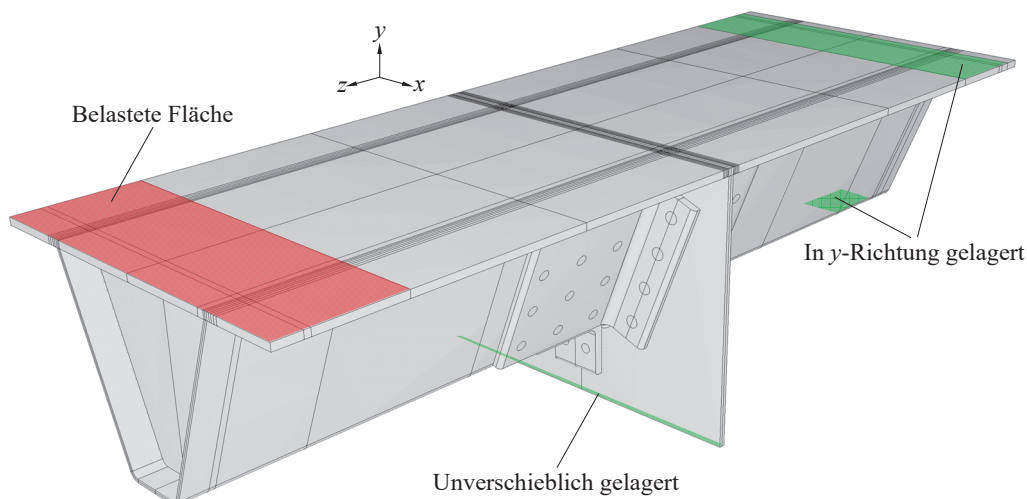


Abb. 10.16: FE-Modell des untersuchten Anschlussbereichs mit der Stuttgarter Sanierungslösung

10.8.2.2 Diskretisierung

Für die Vernetzung wurden vorrangig Hexaeder-Volumenelemente vom Typ SOLID186 verwendet. Die Winkel mussten jedoch aufgrund der vielen Bohrungen und der komplexeren Geometrie mit vierseitigen Tetraeder-Elementen des Typs SOLID187 vernetzt werden. Genauere Informationen zu den verwendeten Elementtypen sind hierzu auch in Abs. 8.5.4.2 zusammengefasst.

Generell wurde für alle Volumen eine Elementkantenlänge von 3 mm vorgegeben. In Bereichen von geringerem Interesse wurde diese jedoch auf bis zu 25 mm erhöht. Für die Vernetzung der Seitenbleche und der Winkel wurde an allen vertikalen Kanten eine Unterteilung von 50 Elementen vorausgesetzt, sodass sich eine Elementgröße von ca. 6 mm ergab. Alle ebenen Bleche, wie z. B. das Deckblech oder der Querträgersteg, wurden außerdem mit zwei bis vier Elementen über

die Dicke modelliert. Die Anzahl Elemente über die Dicke der verwendeten Verbindungsmittel variierte in Abhängigkeit der Durchmesser, die Elementgröße wurde aber auch hier zu ca. 3 mm gewählt.

10.8.2.3 Belastung

Untersucht wurden insgesamt drei unterschiedliche Lastfälle. Die ersten beiden Lastfälle *a* und *b* entsprachen der Belastung aus der Versuchsdurchführung in Abs. 10.4 und dienten somit zur Nachrechnung der Ermüdungsversuche und zur Validierung der FE-Modelle. In diesen Lastfällen wurden die Prüfkörper an den freien Kragarmenden mit jeweils 100 kN belastet und damit ein negatives oder positives Biegemoment mit der jeweils zugehörigen Querkraft aufgebracht. Die verwendete Lasteinleitungsplatte (vgl. Abb. 10.8) wurde hier über eine Flächenpressung abgebildet (rote Fläche in Abb. 10.16). Mit Hilfe des Abgleichs mit den Dehnungsmessungen aus Abs. D.1 konnten anschließend die FE-Modelle validiert werden.

Anhand des dritten untersuchten Lastfalls *c* sollten Effekte aus der Einwirkung des FLM 3 und damit auch Effekte aus dem räumlichen Lastabtrag innerhalb einer OSFP berücksichtigt werden. Hierfür wurden die FE-Modelle als Submodelle verwendet. Die Quersteifen mussten dabei entfernt werden. Das verwendete globale FE-Modell ist hierzu einerseits bereits in Abb. 8.5 und andererseits mit der angesetzten Belastung des FLM 3 in Abb. 8.9 (a) vorgestellt worden.

10.8.3 Parameter

Neben den drei untersuchten Lastfällen wurden zwei weitere Winkeldicken und je Blindniettyp ein weiterer Durchmesser untersucht. Die gewählten Durchmesser mussten hierbei den tatsächlich zur Verfügung stehenden Durchmessern der verwendeten Blindniete entsprechen. Mit den größeren Durchmessern sollten hauptsächlich die Ausführungsvarianten untersucht werden, bei denen es sich um dauerfeste Sanierungslösungen handelt und die auch in den Richtzeichnungen in Abs. 11 empfohlen werden. Dies führte dazu, dass für die Ausführung der Stuttgarter Sanierungslösung unter Verwendung von BOM mit größeren Durchmessern die Anzahl in den seitlichen Winkeln von neun auf zwölf erhöht werden musste. In allen Berechnungen wurden, abgesehen von den Winkeldicken, alle weiteren Winkelabmessungen beibehalten. Tab. 10.4 fasst schließlich alle Parameterkonfigurationen und damit Berechnungen zusammen.

10.8.4 Validierung

Bei der Validierung der FE-Modelle wurden die gemittelten Dehnungen ϵ_{mean} aus Tab. D.1 in Anhang D.1 verwendet. Die Positionen der Dehnungsmessungen sind in Abb. 10.9 veranschaulicht.

Die Vergleiche zwischen den gemessenen Dehnungen und den berechneten FE-Dehnungen sind für ausgewählte Versuche den Abbildungen in Anhang D.2 zu entnehmen. Betrachtet werden dabei die Dehnungen in *z*-Richtung, siehe Koordinatensystem in Abb. 10.16. Dadurch, dass sich die Versuchslasten von Versuch zu Versuch, aber auch von den FE-Lasten unterschieden, mussten

Tab. 10.4: Übersicht und Nummerierung der berechneten Parameterkonfigurationen

Konfiguration	Anzahl Blindniete und Typ	Blindnietdurchmesser ¹ im FE-Modell d [mm]	Winkeldicke t_{WI} [mm]	Lastfall ²
1	12 Hollo-Bolts	18	12	a
2				b
3				c
4	9 BOM	11		a
5				b
6				c
7	21 Magna-Lok	10		a
8				b
9				c
10	12 Hollo-Bolts	18	10	a
11				c
12	9 BOM	11		a
13				c
14	21 Magna-Lok	10		a
15				c
16	12 Hollo-Bolts	18	14	a
17				c
18	9 BOM	11		a
19				c
20	21 Magna-Lok	10		a
21				c
22	12 Hollo-Bolts	26	12	a
23				c
24	12 BOM	18		a
25				c
26	21 Magna-Lok	13,5		a
27				c

¹ Entspricht den Bohrungsdurchmessern an den Prüfkörpern

² a: Lastfall mit negativem Biegemoment; b: Lastfall mit positivem Biegemoment; c: Lastfall aus OSFP

die Messwerte für eine bessere Vergleichbarkeit auf eine Last von $F_{FE} = 100 \text{ kN}$ nach Gl. (10.9) skaliert werden.

$$\varepsilon_{\text{skaliert}} = \frac{100 \text{ kN}}{F_{\text{Versuch}}} \cdot \varepsilon_{\text{gemessen}} \quad (10.9)$$

Durch die generelle Vernachlässigung der Kontaktkräfte ist ein aussagekräftiger Vergleich der Verformungen an den Stellen der WA1 bis WA4 (siehe Abb. 10.9) nicht möglich. Zusammen-

Tab. 10.5: Vergleich der analytisch und numerisch berechneten Schubspannungen in den maßgebenden Blindnieten

Testserie/ Prüfkörper	Schubspannung τ_{yz} FE [N/mm ²]	Schubspannung τ_{yz}^a analytisch [N/mm ²]	Abweichung [%]
T2A.06	492,3	494,5	0,4
T2B.01	214,2	211,1	-1,4
T2C.01	163,7	166,9	2,0

^a Aus Tab. 10.2

fassend kann aber gesagt werden, dass die gemessenen Dehnungen ausreichend genau von den numerischen Modellen abgebildet und getroffen wurden (vgl. Abb. D.1 bis D.3).

10.8.5 Schubspannungsberechnung in den maßgebenden Blindnieten

Mit den aus dem vorherigen Abschnitt validierten FE-Modellen konnten in einem weiteren Schritt die Schubspannungen in den maßgebenden Blindnieten je Testserie ermittelt und mit den analytisch berechneten Werten abgeglichen werden. Aus der FE-Analyse waren hierbei in allen Fällen die Blindniete in den unteren Winkeln maßgebend bzw. die Schubspannungen τ_{yz} oder Vergleichsspannungen σ_V am höchsten, vgl. Spannungsverteilung an den Blindnieten in Abb. 10.17 am Beispiel des Prüfkörpers T2B bzw. der Parameterkombination 4 aus Tab. 10.4. Die ermittelten Schubspannungen werden hierzu in Tab. 10.5 miteinander verglichen.

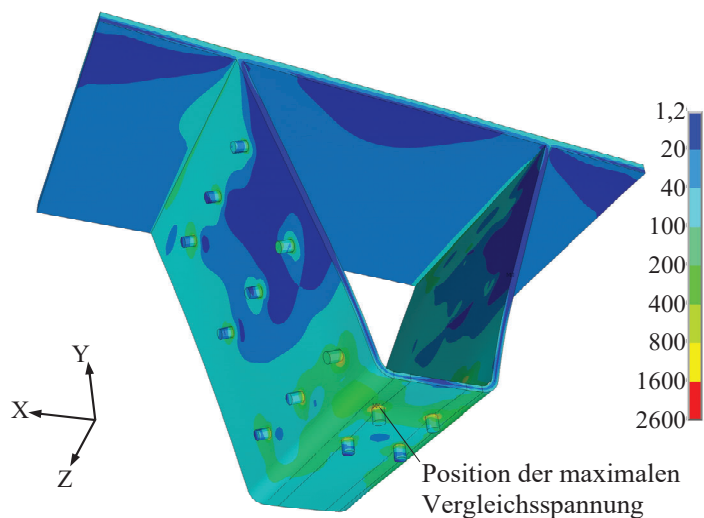


Abb. 10.17: Verteilung der Vergleichsspannungen σ_V in den Blindnieten am Beispiel des Prüfkörpers T2B bzw. der Parameterkombination 4 aus Tab. 10.4 (Achtung: In Abbildung ist nur ein Ausschnitt des gesamten Modells dargestellt)

Die Werte in Tab. 10.5 legen nahe, dass mithilfe der analytischen Berechnungsmethode aus Abs. 10.2.2, unter Betrachtung eines Querschnitts, der sich nur aus den Winkeln zusammensetzt, die Beanspruchungen in den Blindnieten ausreichend genau bestimmt und abgebildet werden können. Das Verfahren wird hiermit als geeignet eingestuft und empfohlen, vgl. auch Abs. 11.2.

10.8.6 Ergebnisse der Parameterstudie

Für alle Parameterkombinationen wurden zusätzlich zu den Beanspruchungen in den Blindnieten die Spannungen an sechs weiteren Pfaden ausgewertet. Zur Abschätzung der Beanspruchungen in den seitlichen Winkeln, wurde je Winkel an den inneren Ausrundungsradien und parallel zum künstlichen Ermüdungsriss ein Auswertungspfad vorgesehen. Auch wurde dabei auf einen ausreichenden Abstand zu den Blindnieten geachtet, um gegebenenfalls auftretende Spannungskonzentrationen an den Blindnietkanten und Einflüsse aus der Netzfeinheit zu vermeiden. Da sich in den Ermüdungsversuchen außerdem Risse in den seitlichen Winkeln, unterhalb der Passschraubenverbindungen, gezeigt hatten (vgl. Abs. 10.6), wurden auch in den FE-Modellen unterhalb der Passschrauben die Spannungen ausgewertet. Zur Definition der Pfadbezeichnungen sind in Abb. 10.18 die Untersicht und Ansicht eines numerischen Modells dargestellt und die sechs Pfade eingetragen. Die Pfadnamen lehnen sich hierbei an den Winkelbezeichnungen aus Abb. 10.9 an.

Bei der Auswertung konnte festgestellt werden, dass die Beanspruchungen in allen Pfaden unter dem Lastfall *b* (positives Biegemoment) nahezu identisch mit den Beanspruchungen unter dem Lastfall *a* (negatives Biegemoment) sind. Aufgrund dessen werden im weiteren Verlauf nur die Beanspruchungen unter den Lastfällen *a* und *c* (Lasten aus OSFP) näher beleuchtet.

Zuerst werden in Abb. 10.19 die Spannungen σ_z im Winkel LL bzw. entlang des Pfades LL betrachtet. Es wird grundsätzlich deutlich, dass die Spannungen unter dem Lastfall *a* weitaus höher sind als unter dem Lastfall *c*. Ein Vergleich der Maximalwerte macht jedoch aufgrund der prinzipiell unterschiedlichen Beanspruchungssituationen weniger Sinn. Man erkennt aber, dass für den Lastfall *c* ein weitaus größerer Bereich des Winkels auf Zug beansprucht wird. Dies ist dabei hauptsächlich auf die exzentrisch angreifenden Radlasten des FLM 3 zurückzuführen. Der Winkel LL liegt hierbei der Radlast am nächsten. Interessanterweise weisen die hier vorgestellten Spannungsverläufe keine ausgeprägten Spannungskonzentrationen auf Höhe der einzelnen Blindniete auf, wie sie z. B. in [115] an den Y-förmigen Längsrippen beobachtbar waren. Als Hauptgrund hierfür sind die in [115] berücksichtigten Kontaktkräfte, aber auch die kleineren

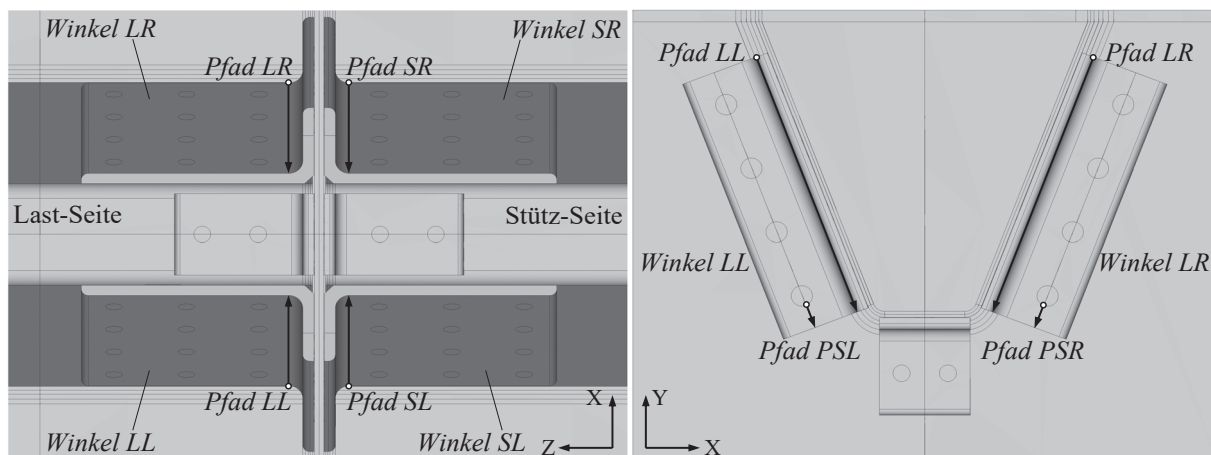


Abb. 10.18: Untersicht des Anschlussbereichs Längsrippe-Querträger mit eingezeichneten Pfaden zur Spannungsauswertung

verwendeten Winkel und die hierdurch geringeren Abstände zwischen den Bohrungen und den Auswertungspfaden zu nennen. Aus Abb. 10.19 (a) wird außerdem deutlich, dass mit größer werdender Winkeldicke die Beanspruchungen abnehmen. Für den Lastfall *c* ist in Abb. 10.19 (b) keine eindeutige Tendenz mehr erkennbar.

Im Folgenden werden anhand des Vergleichs der Maximalwerte an den sechs Pfaden und an den unteren Blindnieten weitere Ergebnisse vorgestellt. Dabei werden die Werte getrennt nach Lastfall betrachtet. Zudem sind bereits die Spannungen an der Stuttgarter Sanierungslösung aus den Empfehlungen in Kap. 11 berücksichtigt, die im Wesentlichen den Konfigurationen 22 bis 27 in Tab. 10.4 entsprechen.

Abb. 10.20 zeigt die Ergebnisse der Parameterkonfigurationen unter dem Lastfall *a*. Aus Abb. 10.20 (a) lässt sich schlussfolgern, dass die Hollo-Bolts für Winkeldicken von $t_{WI} = 12$ mm die höchst-

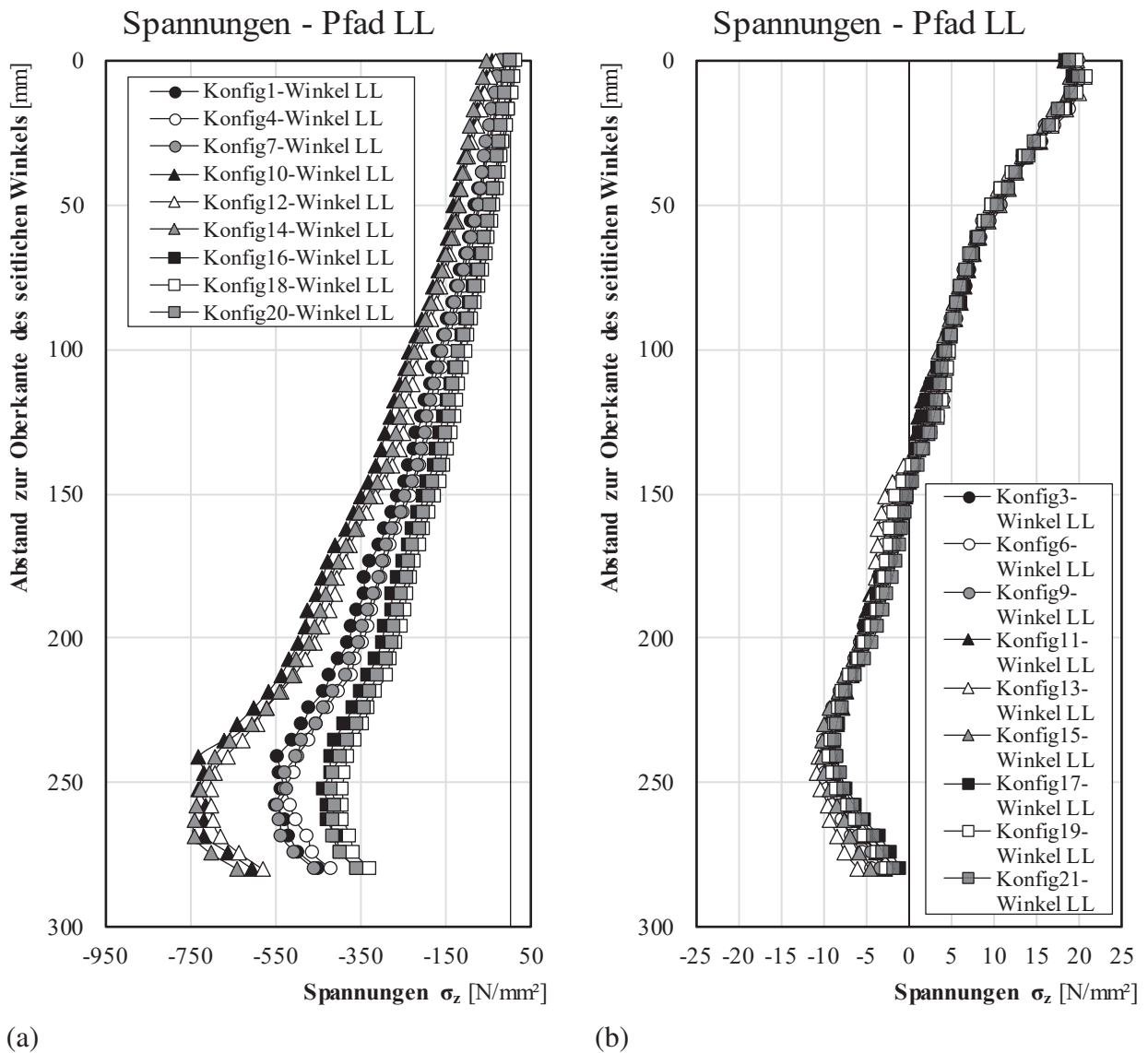


Abb. 10.19: Verläufe der Spannungen σ_z im Winkel LL bzw. entlang des Pfades LL unter den Lastfällen (a) *a* und (b) *c* (HINWEIS: die Konfigurationen beziehen sich auf Tab. 10.4)

ten Beanspruchungen erfahren. Auch weisen die Hollo-Bolts im Vergleich zu den beiden anderen Blindniettypen weitaus höhere Schubspannungen auf, was auf die geringere Anzahl an Hollo-Bolts in den unteren Winkeln zurückzuführen ist, die aufgrund der größeren Durchmesser untergebracht werden können. Für die beiden restlichen Blindniettypen ist mit zunehmender Winkeldicke eine leichte Reduktion der Beanspruchungen zu beobachten. Die größeren Durchmesser der empfohlenen Konstruktionsform bzw. der Parameterkonfigurationen 22, 24 und 26 führen sinn gemäß zu den geringsten Spannungen. Für die Spannungen in den Winkeln in den Abb. 10.20 (b) und (c) ist an allen sechs Pfaden ein ähnliches Verhalten zu beobachten. Hier kann man sagen, dass mit zunehmender Winkeldicke folgerichtig geringere Spannungen induziert werden. Dadurch, dass in den Ermüdungsversuchen Risse in den Winkeln zu beobachten waren, *scheint es für den Lastfall a grundsätzlich eher von Vorteil zu sein Winkeldicken von $t_{WI} = 14 \text{ mm}$ zu wählen.* Zudem ergeben sich auch in den Blindnieten für $t_{WI} = 14 \text{ mm}$ die geringsten Beanspruchungen.

Abb. 10.21 fasst die entsprechenden Ergebnisse der Parameterkonfigurationen unter dem Lastfall c zusammen. Interessanterweise wird anhand von Abb. 10.21 (a) deutlich, dass sich die Tendenzen aus Abb. 10.20 (a) umkehren. Die Hollo-Bolts erfahren nun im Vergleich die geringsten Spannungen. Dies wird an dieser Stelle auf die exzentrische Lasteinleitung zurückgeführt. In den unteren Winkeln der Testserie T2A sind aus Platzgründen nur zwei Hollo-Bolts hintereinander angeordnet, die darüber hinaus in der Symmetrieebene der Längsrippe liegen. Bei den Testse-

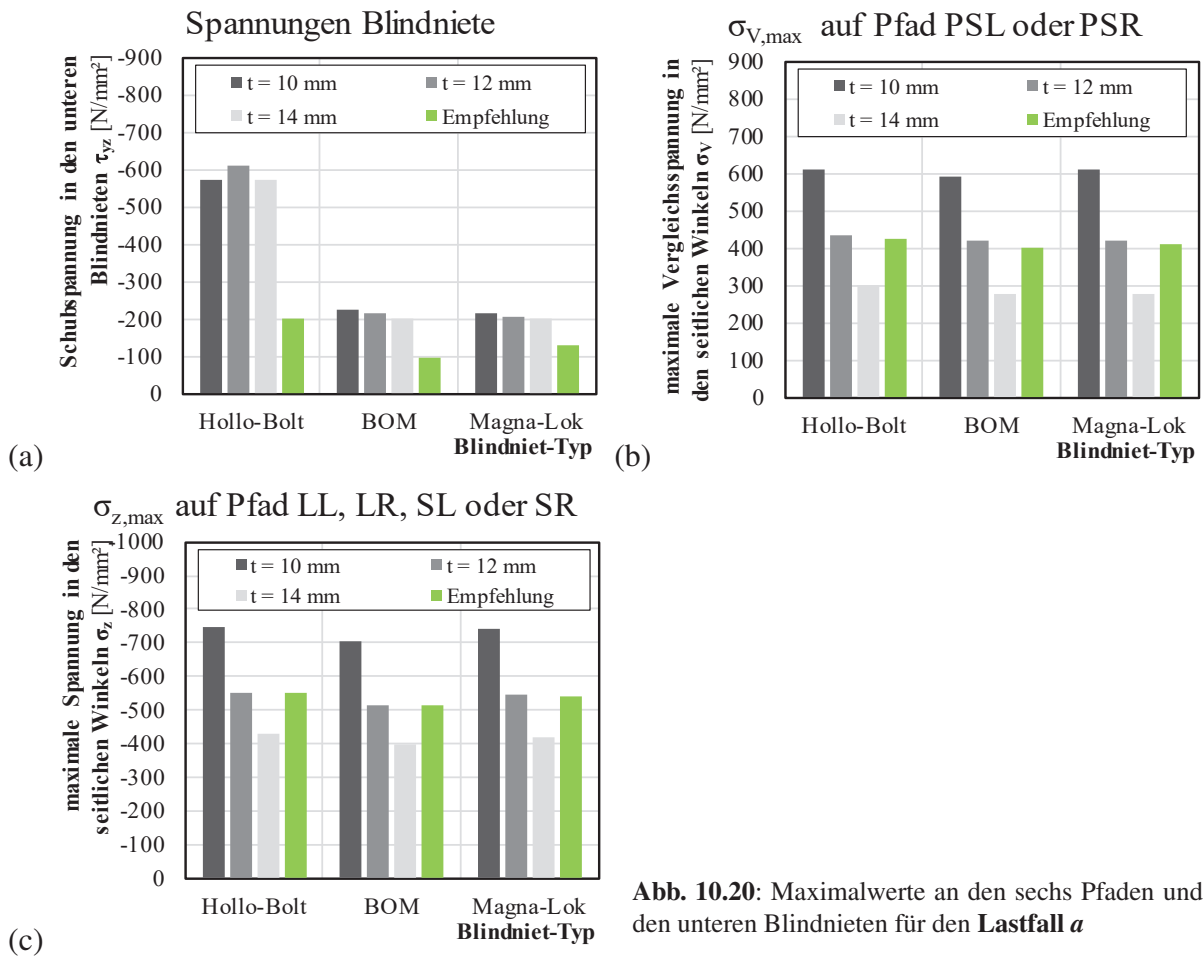


Abb. 10.20: Maximalwerte an den sechs Pfaden und an den unteren Blindnieten für den Lastfall a

rien T2B und T2C konnten im Gegensatz dazu jeweils vier Blindniete in den unteren Winkeln angebracht werden. Hierdurch sind diese geringfügig zur Symmetrieebene der Längsrippen versetzt angeordnet. Die sich aus der Torsion ergebende Verwölbung des Querschnitts führt in einem weiteren Schritt zu einer Längsspannung, die wiederum höhere Schubspannungen in den unteren Blindnieten induziert. *Außerdem führen diesmal Winkeldicken von $t_{WI} = 10\text{ mm}$ zu den geringsten Beanspruchungen in den BOM und Magna-Loks. In den Hollo-Bolts sind für Winkeldicken von $t_{WI} = 12\text{ mm}$ die geringsten Beanspruchungen erkennbar.*

Die größeren Durchmesser der empfohlenen Konstruktionsform bzw. der Parameterkonfigurationen 23, 25 und 27 führen auch für den Lastfall *c* zu geringeren Spannungen. Für die Spannungen in den Winkeln unterhalb der Passschrauben aus Abb. 10.21 (b) ist erneut ein ähnliches Verhalten zu beobachten. Auch hier kann man sagen, dass mit zunehmender Winkeldicke eine Reduktion der Beanspruchungen zu beobachten ist. In Abb. 10.21 (c) sind im Gegensatz dazu keine klaren Tendenzen erkennbar. Dadurch, dass in den Ermüdungsversuchen Risse in den Winkeln, unterhalb der Passschrauben zu beobachten waren, scheint es für den Lastfall *c* auf Grundlage der Spannungen in Abb. 10.21 (b) ebenfalls eher von Vorteil zu sein Winkeldicken von $t_{WI} = 14\text{ mm}$ zu wählen.

Im Hinblick auf einen Einsatz der Stuttgarter Sanierungslösung an sanierungsbedürftigen Brückenkonstruktionen, sind vor allem die Ergebnisse in Abb. 10.21 von besonderer Bedeutung. Hier wäre

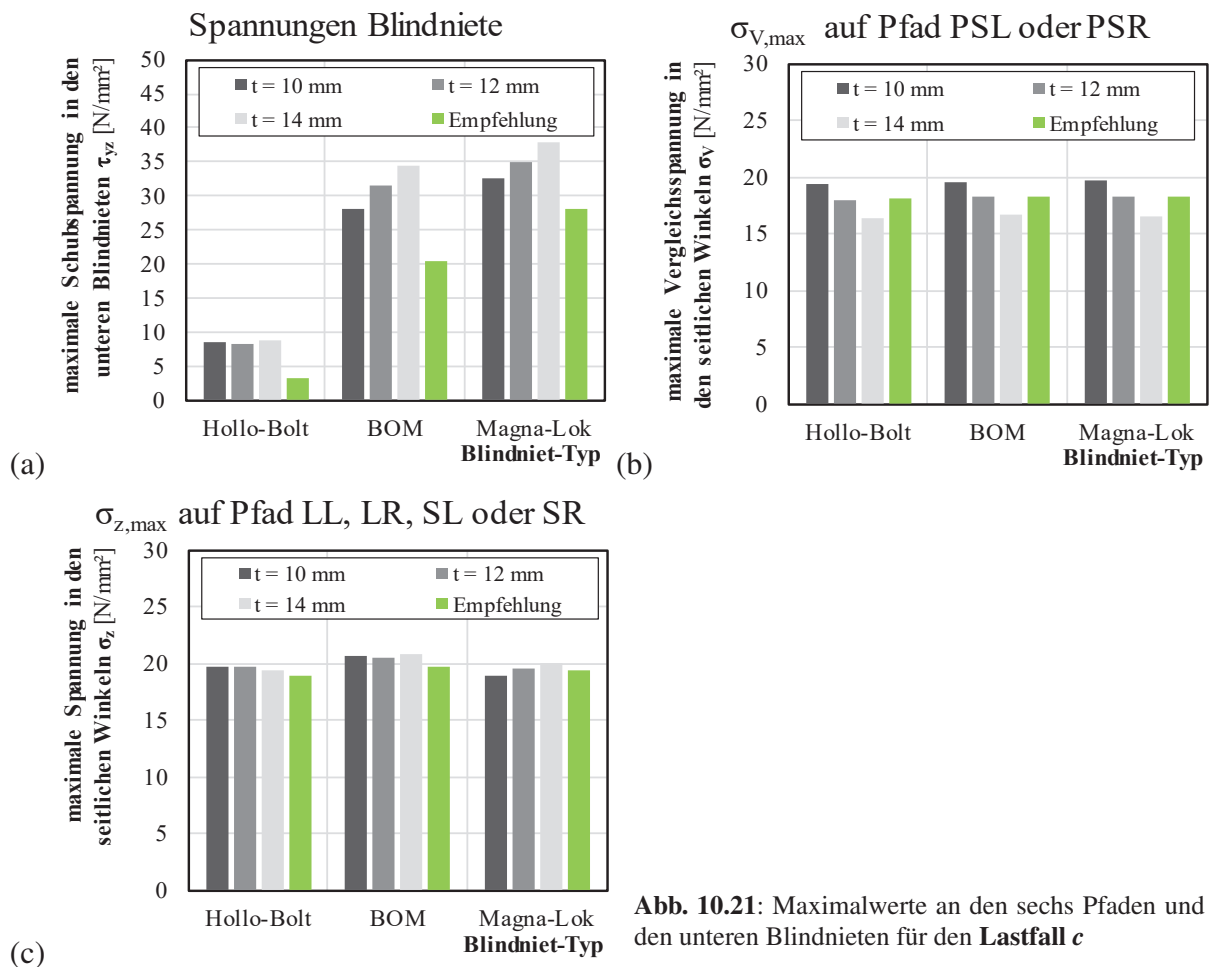


Abb. 10.21: Maximalwerte an den sechs Pfaden und an den unteren Blindnieten für den Lastfall *c*

unter Berücksichtigung der Blindnietspannungen in Abb. 10.21 (a) die Verwendung von geringeren Winkeldicken ($t_{WI} = 10 \text{ mm}$) zu bevorzugen. Dadurch, dass jedoch auch die Winkel ermüdungsrelevant sein können, wäre unter Berücksichtigung der Spannungen unterhalb der Passschrauben in Abb. 10.21 (b) die Verwendung von höheren Winkeldicken ($t_{WI} = 14 \text{ mm}$) vorteilhafter. *Für einen Kompromiss erscheint es somit sinnvoll zu sein, Winkeldicken von $t_{WI} = 12 \text{ mm}$ zu empfehlen*, da dadurch die Spannungen in den Blindnieten und in den Winkeln nicht viel höher ausfallen. Auch wird hierdurch die Steifigkeit nicht übermäßig erhöht, wie es beispielsweise für $t_{WI} = 14 \text{ mm}$ der Fall sein kann. In Kap. 11 werden somit Winkeldicken von $t_{WI} = 12 \text{ mm}$ empfohlen.

10.9 Zusammenfassung

Die in diesem Kapitel vorgestellten und durchgeführten Ermüdungsversuche dienten vorrangig zur Untersuchung des Ermüdungstragverhaltens der Stuttgarter Sanierungslösung unter Verwendung von drei Blindniettypen. Über umfangreiche Dehnungs- und Wegmessungen konnten die Verschiebungen der Winkel zu den Trapezhohlquerschnitten und damit die Verformungen der Blindniete erfasst werden. Nach der Vorstellung des Planungsprozesses und der Fertigung der Prüfkörper wurden die an der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart durchgeführten Versuche näher beschrieben. Im darauffolgenden Abschnitt wurden die Versuchsergebnisse präsentiert.

Anhand der vereinfachten Bestimmung der Schubspannungsschwingbreiten in den Blindnieten in den unteren Winkeln, unter Betrachtung eines sich aus einzelnen Laschen zusammensetzenden Querschnitts, konnte die Auswertung der Bauteilversuche erfolgen. Dadurch, dass nur drei bis sechs Bauteilversuche je Blindniettyp durchgeführt werden konnten, war es in diesen Fällen vorerst nur möglich geschätzte, also Richtwerte, der Ermüdungsfestigkeiten anzugeben. Abschließend wurde jedoch festgestellt, dass eine gemeinsame Auswertung von Kleinversuchen (aus Kapitel 9) und Bauteilversuchen möglich ist. Hierzu wurde in Kapitel 9 ein Modifikationsbeiwert eingeführt und seine Gültigkeit für Bauteilversuche näher betrachtet. Durch die gemeinsame Auswertung aller Versuchsdaten, auch unter Berücksichtigung der Kleinversuche, konnte gezeigt werden, dass durch den Faktor eine Möglichkeit geschaffen wird um herstellerübergreifend Blindniete in ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen einzusetzen. Die charakteristische Ermüdungsfestigkeit aus der Auswertung der Kleinversuche in Kapitel 9 konnte auch durch die Bauteilversuche bestätigt werden.

Mit Hilfe numerischer Begleituntersuchungen an validierten FE-Modellen konnten abschließend die maßgebenden Blindniete ermittelt werden. Die Zulässigkeit der Vorgehensweise bei der Bestimmung der Beanspruchungen wurde damit bestätigt. Über eine umfangreiche Parameterstudie wurden zudem die Einflüsse aus dem Lastfall, den Blindnietdurchmessern und den Winkeldicken evaluiert. Eine Optimierung der Anschlüsse konnte dadurch erzielt werden. Alle gewonnenen Erkenntnisse sind schließlich in die Bemessungs- und Konstruktionsempfehlungen in Kap. 11 eingeflossen.

Bemessungs- und Konstruktionsempfehlungen für die Stuttgarter Sanierungslösung

11.1 Einleitung

In diesem Kapitel werden auf Basis aller in Kap. 10 gewonnenen Erkenntnisse Empfehlungen für die Bemessung und Konstruktion der Stuttgarter Sanierungslösung gegeben. Damit soll eine zuverlässige Planung und Ausschreibung solcher Maßnahmen möglich werden. So soll auch den an Sanierungsmaßnahmen beteiligten Ingenieuren eine effiziente Hilfestellung zur Verfügung gestellt werden, um eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit und damit eine ausreichende Lebensdauer der Sanierungslösung und folglich der Fahrbahnkonstruktion zu gewährleisten.

11.2 Bemessungsempfehlungen

11.2.1 Vorbemerkung

Wie bereits in Abs. 10.2.1 vorgestellt, ist bei der Planung und Bemessung der Stuttgarter Sanierungslösung u.a. vom Laschenquerschnitt auszugehen, der sich aus dem Deckblech und den angeschlossenen Winkeln bzw. bei Y-Längsrippen zusätzlich aus der angeschlossenen Durchbinde-lasche zusammensetzt. Im Folgenden soll für eine bessere Übersichtlichkeit das Vorgehen an beiden Längsrippenquerschnittstypen schrittweise vorgestellt werden. Ansatzweise wurden diese bereits in Abs. 10.2.2 wiedergegeben. Abschnitte, die für die beiden betrachteten Typen der Längsrippenquerschnitte getrennte Angaben enthalten, sind zweispaltig und grau hinterlegt dargestellt.

Darüber hinaus ist darauf hinzuweisen, dass aufgrund des geringeren Hohlquerschnitts der Y-Längsrippen und des daraus resultierenden Platzmangels eine Sanierung, unter Verwendung von Hollo-Bolts, nur mit weitaus geringeren Blindnietgrößen durchgeführt werden kann. Hierdurch muss die erforderliche Anzahl, unter Berücksichtigung der erforderlichen Lochabstände nach DIN EN 1993-1-8 [57] und der zur Verfügung stehenden Winkelgrößen, erneut bestimmt werden. Eine Verwendung von gekürzten Hollo-Bolts war auf Grundlage der Zulassung [215] zwar erlaubt, ist aber nach der aktuellen Zulassung [82] nicht mehr vorgesehen. Eine Verwendung von Hollo-Bolts für die Stuttgarter Sanierungslösung an Y-förmigen Längsrippen ist damit vorerst nicht mehr möglich.

11.2.2 Vorgehen

11.2.2.1 Schritt 1

Im ersten Schritt sind die Querschnittswerte und Schnittgrößen je ‘‘Lasche‘‘ zu berechnen. Das Deckblech wird dabei gedanklich zwischen zwei Längsrippen geteilt. Die zugrunde gelegten Querschnitte sind qualitativ in Abb. 11.1 dargestellt (Index LA). Auf Grundlage der Ergebnisse in Kap. 10 werden für alle Winkel Dicken von $t_{WI} = 12$ mm empfohlen. Die anteiligen Schnittgrößen sind mit den folgenden Gleichungen nach PETERSEN [166, Abs. 2.2.7] zu ermitteln:

Anteilige Schnittgrößen im **Deckblech** (Index DB):

$$M_{y,DB} = M_y \cdot \frac{I_{y,DB}}{I_{y,LA}} \quad (11.1)$$

$$N_{DB} = \frac{M_{y,DB}}{z_{s,DB}} \quad (\text{Zug}) \quad (11.2)$$

Anteilige Schnittgrößen im **unteren Winkel** (Index WI,u):

$$M_{y,WI,u} = M_{y,Ed} \cdot \frac{I_{y,WI,u}}{I_{y,LA}} \quad (11.3)$$

$$N_{WI,u} = \frac{M_{y,WI,u}}{z_{s,WI,u}} \quad (\text{Druck}) \quad (11.4)$$

Anteilige Schnittgrößen in den **seitlichen Winkeln** (Index WI):

Da der Gesamtschwerpunkt auf Höhe der seitlichen Winkel liegt, muss für die Winkel das anteilige Moment auf die Schwerachse des Gesamtquerschnitts umgerechnet werden. Daraus ergeben sich das Biegemoment $\tilde{M}_{y,WI}$ und zusätzlich eine Normalkraft \tilde{N}_{WI} , die die Außermittigkeit der Schwerlinie zur Mittellinie der Winkel berücksichtigt, siehe dazu auch [166, Abs. 2.2.7]. Die anteiligen Schnittgrößen für beide Winkel gemeinsam ergeben sich zu:

$$\tilde{N}_{WI} = \frac{M_y}{I_{y,LA}} \cdot A_{WI} \cdot z_{s,WI} \quad (11.5)$$

$$\tilde{M}_{y,WI} = \frac{M_y}{I_{y,LA}} \cdot (I_{y,WI} - A_{WI} \cdot z_{s,WI}^2) \quad (11.6)$$

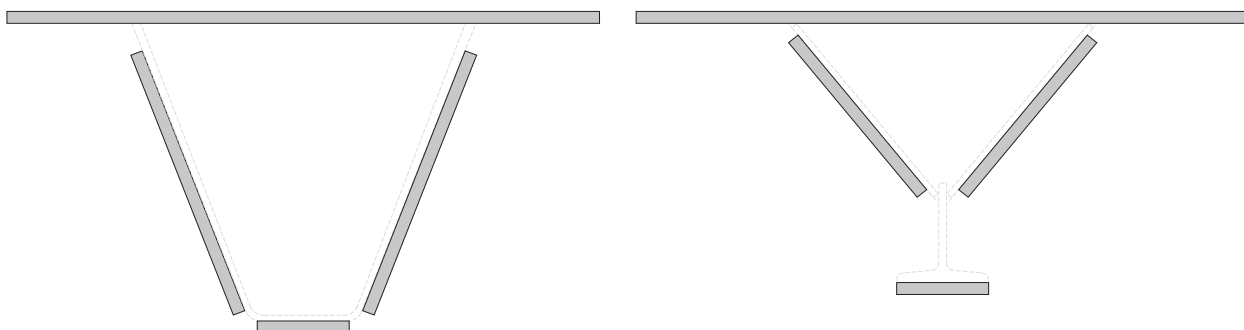


Abb. 11.1: Zugrunde gelegte Laschenquerschnitte

Durch die Neigung der seitlichen Winkel kann das anteilige Moment je Winkel noch umgerechnet werden:

$$\tilde{M}_{\perp, WI} = \sin \vartheta^\circ \cdot (0,5 \cdot \tilde{M}_{y, WI}) \quad (11.7)$$

$$\tilde{M}_{\parallel, WI} = \cos \vartheta^\circ \cdot (0,5 \cdot \tilde{M}_{y, WI}) \quad (11.8)$$

Dabei wird angenommen, dass der Anteil \tilde{M}_{\parallel} (anteiliges Moment um die Achse parallel zum Seitenblech) über den direkten Kontakt zwischen den seitlichen Winkeln der Sanierungslösung und den Seitenblechen des Längsrippenprofils übertragen wird. Abb. 11.2 veranschaulicht hierzu die Aufteilung des anteiligen Biegemoments $\tilde{M}_{y, WI}$.

Zusätzlich wird vorausgesetzt, dass die Querkräfte ausschließlich von den seitlichen Winkeln aufgenommen werden. Damit ist infolge der Neigung der Seitenbleche anschließend noch die Querkraft je Winkel $0,5V_z$ in einen Anteil senkrecht V_{\perp} und parallel V_{\parallel} zur Winkeloberfläche aufzuteilen, vgl. auch Abb. 11.2. Mit ϑ ergeben sich die Querkraftanteile zu:

$$V_{\parallel} = \sin \vartheta^\circ \cdot (0,5 \cdot V_z) \quad (11.9)$$

$$V_{\perp} = \cos \vartheta^\circ \cdot (0,5 \cdot V_z) \quad (11.10)$$

Auch hier wird angenommen, dass der Anteil der Querkraft, der senkrecht zum Seitenblech und damit parallel zur Blindnietlängsachse wirkt über direkten Kontakt zwischen Winkel der Sanierungsmaßnahme und Seitenblech des Längsrippenprofils übertragen wird. Damit kann der Anteil V_{\perp} vernachlässigt werden.

11.2.2.2 Schritt 2

Auf Grundlage der ermittelten Schnittgrößen sind im zweiten Schritt die Anzahl Blindniete zu bestimmen. Anhand der Normalkraft im unteren Winkel $N_{WI, u}$ kann die Mindestanzahl der Blindniete im unteren Winkel der trapezförmigen Längsrippe bzw. die Mindestanzahl der Passschrauben in der Durchbindelasche der Y-förmigen Längsrippe bestimmt werden. Das anteilige Biegemoment wird dabei vernachlässigt.

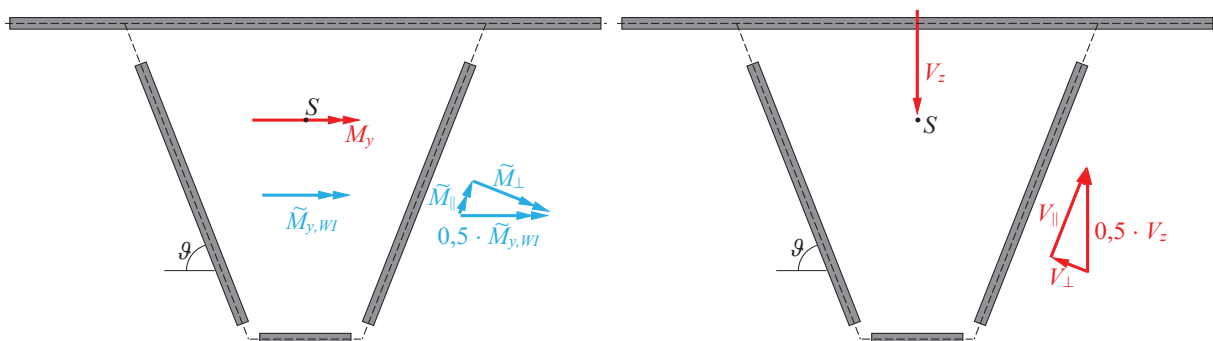


Abb. 11.2: Aufteilung des Biegemoments und der Querkraft in den seitlichen Winkeln

Trapezförmige Längsrippen

Aus der charakteristischen Ermüdungsfestigkeit der zu verwendenden Blindniete auf Schub (vgl. auch Tab. 11.2) ist zuvor jedoch noch der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\tau_L$ nach DIN EN 1993-1-9 [58] Abschnitt 7.1(2) zu berechnen:

$$\Delta\tau_L = 0,457 \cdot \Delta\tau_C$$

Die Mindestzahl ergibt sich dann zu

$$n_{WI,u} > \frac{N_{WI,u}}{\Delta\tau_L \cdot A}$$

Auf den jeweils anzusetzenden Querschnitt des entsprechenden Blindniettyps ist zu achten.

Y-förmige Längsrippen

Bei der Bestimmung der erforderlichen Passschraubenanzahl ist der Schaftquerschnitt anzusetzen. Aus dem Kerbfall 100 (Detail 15 „Schrauben in ein- oder zweischnittigen Scher-Lochleibungsverbindungen“ in [58, Tabelle 8.1]) ist zuvor jedoch noch der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\tau_L$ nach DIN EN 1993-1-9 [58] Abschnitt 7.1(2) zu berechnen, der sich hierfür zu $45,7 \text{ N/mm}^2$ ergibt.

Die Mindestzahl ergibt sich dann zu

$$n_{WI,u} > \frac{N_{WI,u}}{\Delta\tau_L \cdot A}$$

Iterativ ist anschließend die Anzahl Blindniete in den seitlichen Winkeln zu bestimmen. Vereinfacht kann zuerst vom alleinigen Querkraftabtrag der einwirkenden Querkraft V_z über einen seitlichen Winkel ausgegangen werden.

$$n_{WI,V} > \frac{V_z}{\Delta\tau_L \cdot A} \tag{11.11}$$

Für beide Querschnittstypen ist anschließend die Anzahl Blindniete infolge Biegung zu bestimmen. Hierfür kann die Normalkraft \tilde{N}_{WI} angesetzt werden, die nach Gl. (11.5) aus dem Biegemoment M_y berechnet wird.

$$n_{WI,N} > \frac{\tilde{N}_{WI}}{\Delta\tau_L \cdot A} \tag{11.12}$$

Zur Berücksichtigung der Anschluss- und Versatzmomente bei den trapezförmigen Längsrippenquerschnitten und zur Berücksichtigung des erhöhten Lastabtrags über die Durchbindelasse sowie der geringeren Neigung der Seitenbleche bei Y-förmigen Längsrippen, werden die in Tab. 11.1 angegebenen Korrekturzahlen n_K für die Anzahl Blindniete empfohlen. Die Korrekturzahlen sind dabei in Abhängigkeit des Querschnittstyps und des Blindniettyps angegeben.

Damit ergibt sich die abgeschätzte Anzahl Blindniete in den seitlichen Winkeln zu:

$$n_{tot} = n_{WI,V} + n_{WI,N} + n_K \tag{11.13}$$

Tab. 11.1: Korrekturzahlen n_K zur Bestimmung der Anzahl Blindniete

Querschnitt	Blindniettyp		
	Hollo-Bolt	BOM	Magna-Lok
Trapez-Längsrippe	+2	0	+1
Y-Längsrippe	- ^a	-1	0

^a Eine Verwendung von Hollo-Bolts an Y-förmigen Längsrippen ist nicht mehr möglich

11.2.2.3 Schritt 3

Aus der ersten abgeschätzten Anzahl Blindniete und den Mindestlochabständen nach [57, Tabelle 3.3] kann im dritten Schritt anschließend ein erster Anschluss geplant werden. Dabei sind über mehrere Iterationsschritte das Lochbild und gegebenenfalls auch die Anzahl Blindniete zu korrigieren. Von besonderer Bedeutung sind auch die Abstände der Bohrungen zu den angrenzenden Passschrauben oder auch zum entgegengesetzten Winkelschenkel. Die Zugänglichkeit für die Setzwerkzeuge zu den Blindnieten muss gewährleistet sein. Für Blindniete mit pneumatischem Setzwerkzeug, wie z. B. den Magna-Loks oder den BOMs, empfiehlt es sich einen Abstand von mindestens 40 mm zum gegenüberliegenden Winkelschenkel vorzusehen, Abstand B in Abb. 11.3. Die Randabstände bei Verwendung von Hollo-Bolts sind der entsprechenden bauaufsichtlichen Zulassung [215] zu entnehmen, vgl. Abb. 11.3. Beispiele für die montierten Sanierungsmaßnahmen an trapezförmigen sowie Y-förmigen Längsrippen, unter Berücksichtigung aller betrachteter Blindniettypen, können den Richtzeichnungen in den Abbildungen E.1 bis E.5 entnommen werden.

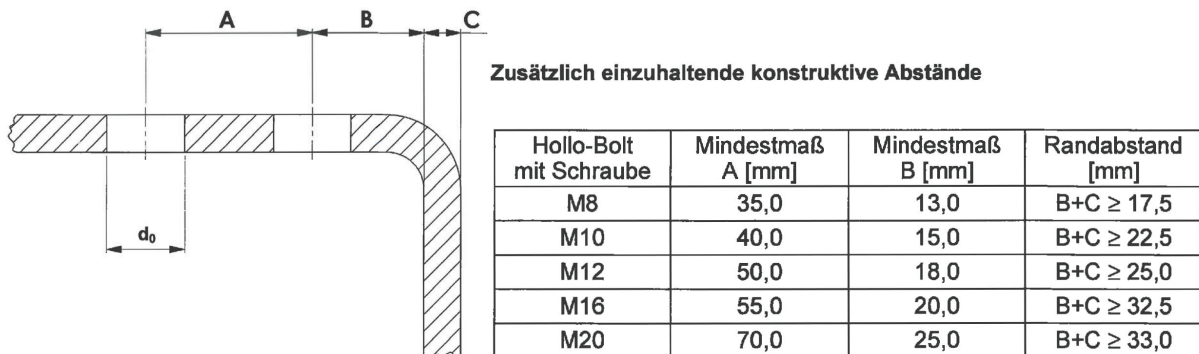


Abb. 11.3: Konstruktiv einzuhaltende Mindestabstände bei Verwendung von Hollo-Bolts, aus [215, Anlage 4]

11.2.2.4 Schritt 4

Nachdem der erste Anschluss festgelegt wurde, ist im vierten Schritt der Ermüdungsnachweis zu führen. Für die Bestimmung der einzelnen Blindnietkräfte kann wie folgt vorgegangen werden:

1. Bestimmung des Versatzmoments je Winkel

Der Hebelarm zur Berechnung des Versatzmoments ergibt sich unter Berücksichtigung der Dicke des Querträgersteiges t_w , der Dicke des Winkels t_{WI} und des horizontalen Abstands zwischen Winkelschenkel zum Anschlussschwerpunkt x_{WI} zu

$$e = 0,5 \cdot t_w + t_{WI} + x_{WI}. \quad (11.14)$$

Das tatsächlich auf einen Winkel wirkende Biegemoment, einschließlich des Versatzmoments, bestimmt sich anschließend zu:

$$M_{y,WI} = \tilde{M}_{\perp,WI} + V_{\parallel} \cdot e. \quad (11.15)$$

2. Anhand des festgelegten Lochbildes lässt sich dann das polare Trägheitsmoment des Anschlusses berechnen.

$$I_p = \sum r_i^2 = \sum x_i^2 + \sum z_i^2 \quad (11.16)$$

3. Die horizontal bzw. in x -Richtung wirkende Kraft pro Blindniet $V_{s,x}$ berechnet sich daraufhin aus dem anteiligen Biegemoment $M_{y,WI}$ nach Gl. (11.15) und der anteiligen Normalkraft \tilde{N}_{WI} nach Gl. (11.5).

$$V_{s,x} = V_{x,M} + V_{x,N} = \frac{M_{y,WI}}{I_p} \cdot z_{\max} + \frac{0,5 \cdot \tilde{N}_{WI}}{n_{\text{tot}}} \quad (11.17)$$

4. Die vertikale bzw. in z -Richtung wirkende Kraft pro Blindniet $V_{s,z}$ ergibt sich dementsprechend aus dem anteiligen Biegemoment $M_{y,WI}$ und der anteiligen Querkraft $V_{||}$.

$$V_{s,z} = V_{z,M} + V_{z,V} = \frac{M_{y,WI}}{I_p} \cdot x_{\max} + \frac{V_{||}}{n_{\text{tot}}} \quad (11.18)$$

5. Damit kann schließlich die maximal einwirkende Kraft und die daraus resultierende maximale Schubspannung pro Blindniet berechnet werden.

$$F_v = \sqrt{V_{s,x}^2 + V_{s,z}^2} \quad (11.19)$$

$$\Delta\tau_{Ed} = \frac{F_v}{A} \quad (11.20)$$

6. Für den Ermüdungsnachweis gegen die Dauerfestigkeit muss schließlich gelten:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{Ed}}{\Delta\tau_L / \gamma_{Mf}} < 1,0 \quad (11.21)$$

Durch dieses Vorgehen wird sichergestellt, dass die Sanierungslösung eine dauerfeste Lösung bietet. Anschließend sind noch die Winkel sowie die Passschrauben, mit denen die Winkel an die Querträger angeschraubt werden, ermüdungstechnisch nachzuweisen.

11.2.2.5 Schritt 5

Im 5. Schritt sind die Ermüdungsnachweise im restlichen Anschluss zu führen. Dazu gehört:

Ermüdungsnachweis der Winkel. Für die üblicherweise gewalzten Winkel sind die Beanspruchungen erneut unter alleiniger Berücksichtigung aller Laschen nach Abb. 11.1 zu bestimmen. Mit den ermittelten Schnittgrößen ist anschließend unter Zugrundelegung des Kerbfalls 140 (Detail 4 aus Tabelle 8.1 in DIN EN 1993-1-9 [58]) und der sich hieraus ergebenden Dauerfestigkeit von $\Delta\sigma_D = 0,737 \cdot 140 \approx 103 \text{ N/mm}^2$ für brenngeschnittene Kanten, der Nachweis zu führen. Die Schubspannungen sind ebenfalls zu berücksichtigen und mit dem Schwellenwert von $\Delta\tau_L = 0,457 \cdot 100 = 45,7 \text{ N/mm}^2$ nachzuweisen, wobei der Kerbfall 100 (Detail 6 aus Tabelle 8.1 in DIN EN 1993-1-9 [58]) für gewalzte Erzeugnisse unter Schub anzuwenden ist.

Ermüdungsnachweis der einschnittigen Blindnietverbindungen. Neben dem Nachweis des Grundwerkstoffs in den Winkeln, ist auch der Nachweis der einschnittigen Verbindung mit Lochspiel zu führen. Hierfür ist der Gesamt-Nettoquerschnitt, bestehend aus den Laschen und dem Längsrippenquerschnitt sowie unter Berücksichtigung aller Bohrungen, anzusetzen. Qualitative Ansichten der anzusetzenden Querschnitte sind in Abb. 11.4 illustriert. Unter Verwendung des Kerbfalls 50 (Detail 13 aus Tabelle 8.1 in DIN EN 1993-1-9 [58]) und der sich hieraus ergebenden Dauerfestigkeit von $\Delta\sigma_D = 0,737 \cdot 50 = 36,9 \text{ N/mm}^2$, kann somit auch für den „Schraubanschluss“ zwischen Winkel und Trapezhohlsteife der Nachweis geführt werden. Auch für den Gesamt-Nettoquerschnitt sollten anschließend die Schubspannungen mit dem Schwellenwert von $\Delta\tau_L = 0,457 \cdot 100 = 45,7 \text{ N/mm}^2$ nachgewiesen werden. Anzuwenden ist auch hier der Kerbfall 100 (Detail 6 aus Tabelle 8.1 in DIN EN 1993-1-9 [58]) für gewalzte Erzeugnisse unter Schub.

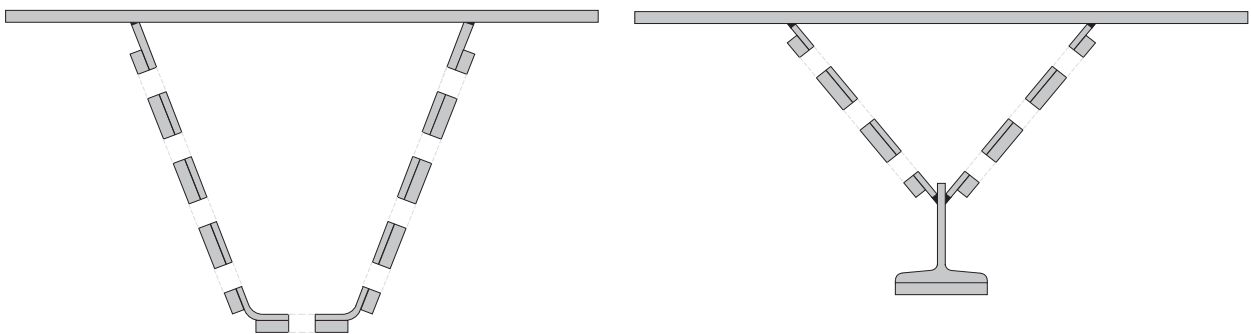


Abb. 11.4: Gesamt-Nettoquerschnitt, bestehend aus den Laschen und dem Längsrippenquerschnitt unter Berücksichtigung aller Bohrungen

Ermüdungsnachweis der einschnittigen Verbindungen in den unteren Winkeln und Laschen. Während für den unteren Winkel an trapezförmigen Längsrippen wie für einschnittige Blindnietverbindungen vorgegangen werden kann, ist für die untere Lasche an Y-förmigen Längsrippen der Nachweis für „Einschnittige Verbindung mit hochfesten vorgespannten Schrauben“ (Kerbfall 90, Detail 10 aus Tabelle 8.1 in DIN EN 1993-1-9 [58]) zu führen. Dabei ist vom Bruttoquerschnitt der Lasche auszugehen. Aufgrund dessen sind in Abb. 11.4, rechts keine Bohrungen in der unteren Lasche dargestellt.

11.2.2.6 Schritt 6

Der 6. Schritt umfasst die Nachweise der Anschlüsse zwischen den Winkeln und dem Querträger. Die Bestimmung der erforderlichen Anzahl an Passschrauben erfolgt auch in diesem Fall anhand der anteiligen Schnittgrößen je „Lasche“. Verwendet werden dabei für die seitlichen Winkel Passschrauben M20 und für die unteren Winkel oder auch Laschen Passschrauben M16 nach DIN EN 14399-8 [51].

Anzahl Schrauben in den seitlichen Winkeln. Für die Passschrauben in den seitlichen Winkeln wird einem Winkel zuerst die halbe Querkraft zugewiesen. Dadurch kann eine erste erforderliche Anzahl an Passschrauben für den Querkraftabtrag abgeschätzt werden. Verwendet wird hierbei der Kerbfall 100 für „Schrauben in ein- oder zweischnittigen Scher-Lochleibungsverbindungen“

nach [58]. Die Schubspannungsschwingbreite ist am Schaftquerschnitt zu ermitteln.

$$n_{PS,V} > \frac{0,5 \cdot V_z}{\Delta \tau_L \cdot A} = \frac{0,5 \cdot V_z}{0,457 \cdot 100 \text{ N/mm}^2 \cdot (\pi \cdot (21 \text{ mm})^2 \cdot 0,25)} \quad (11.22)$$

Anschließend ist noch das Biegemoment $\tilde{M}_{\perp, WI}$ in den seitlichen Winkeln zu berücksichtigen. Die Normalkraftbeanspruchung der Winkel stellt im Grunde genommen eine Druckkraft dar und wird deshalb nicht mit angesetzt. Die axiale Kraft in den Schrauben aus dem anteiligen Biegemoment ist außerdem vom Abstand der obersten Schraubenreihe zur Unterkante der Winkel abhängig. Zur Veranschaulichung ist in Abb. 11.5 die schematische Bestimmung der Kraft abgebildet. Die Kraft wurde zudem vereinfacht auf alle erforderlichen Passschrauben umgelegt. Für die Ermüdungsfestigkeit der Schrauben unter axialer Beanspruchung ist hierbei der Kerbfall 50, entsprechend dem Detail 14 aus Tabelle 8.1 in DIN EN 1993-1-9 [58], anzuwenden. Die Normal- bzw. Axialkraftbeanspruchung einer Schraube ergibt sich in Abhängigkeit der Schraubenzahl dementsprechend zu:

$$\Delta \sigma_D = 0,737 \cdot 50 \text{ N/mm}^2 > \Delta \sigma_{Ed, PS} = \frac{1}{n_{PS, M}} \cdot \left[\frac{\tilde{M}_{\perp, WI}}{h_{WI} - e_2} \cdot \frac{1}{A} \right] \quad (11.23)$$

Die insgesamt erforderliche Anzahl berechnet sich somit nach Gl. (11.24).

$$n_{PS} = n_{PS, V} + n_{PS, M} \quad (11.24)$$

Anzahl Schrauben im unteren Winkel. Dadurch, dass die unteren Winkel an den trapezförmigen Längsrippen hauptsächlich eine Druckkraft erfahren und außerdem die Annahme getroffen wird, dass das anteilige Moment über Kontakt zwischen Winkel und Trapezhohlsteife übertragen wird, dienen die Schrauben im unteren Winkel einzig und allein zur Lagesicherung. Vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend, werden deshalb im unteren Winkel zwei Passschrauben M16 nach DIN EN 14399-8 [51] empfohlen, vgl. Abb. E.1 bis Abb. E.3. Die Bestimmung der Anzahl Passschrauben in der Durchbindelasche der Y-förmigen Längsrippen wurde bereits in Abs. 11.2.2.2 bzw. im Schritt 2 behandelt.

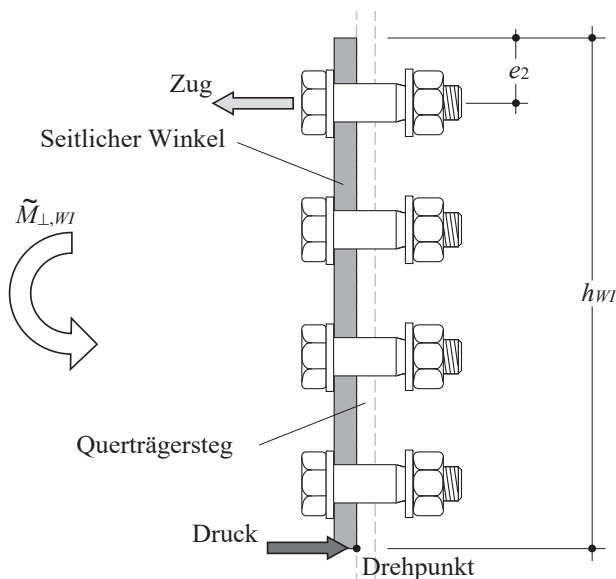


Abb. 11.5: Passschrauben-Anschluss in den seitlichen Winkeln mit Momentenbeanspruchung

11.2.2.7 Schritt 7

Im letzten Schritt sind schließlich alle Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu führen. Dazu gehören:

Querschnittsnachweise. Zum einen ist der Querschnitt zu betrachten, der sich aus den einzelnen Winkeln sowie Laschen auf Höhe des Ermüdungsrisse ergibt. Zum anderen ist der Gesamt-Nettoquerschnitt nachzuweisen, also bestehend aus den ursprünglichen Längsrippen und allen Laschen unter Berücksichtigung aller Bohrungen.

Nachweise der Blindniete auf Schub und Zug. Unter Berücksichtigung der Tragfähigkeiten der einzelnen Blindniete, die den entsprechenden Zulassungen und Datenblättern entnommen werden können, sind die Blindniete im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen. Auf die anzusetzenden Querschnitte aber auch Teilsicherheitsbeiwerte ist zu achten! Für die Berechnung der einzelnen Kräfte in den Laschen und den Blindnieten können erneut die Gleichungen 11.1 bis 11.10 verwendet werden.

Stabilitätsnachweis der Lasche bei Y-förmigen Längsrippen. Im ungestützten Bereich der Durchbindelasche, zwischen den sich gegenüberliegenden halben I-Profilen, ist zusätzlich ein Bauteilnachweis nach DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3 [54] zu führen.

Nachweise der Passschrauben. Alle Passschrauben-Anschlüsse sind für Abscheren und gegebenenfalls für Zug sowie für eine Kombination von Schub und Zug nach [57, Abs. 3.6.1] nachzuweisen. Die Kräfte in den einzelnen Passschrauben können nach den Abschnitten 11.2.2.2 und 11.2.2.6 bzw. nach den Schritten 2 und 6 bestimmt werden.

Nachweise auf Lochleibung. Schließlich sind noch die Nachweise auf Lochleibung zu führen. Maßgebend sind hierbei aufgrund der geringeren Blechdicken hauptsächlich die Seitenbleche der Längsrippen. Mit der Unterkante der trapezförmigen Längsrippe ist anschließend genauso zu verfahren. Die Flansche der halben I-Profile der Y-förmigen Längsrippen sind abschließend ebenfalls auf Lochleibung nachzuweisen.

11.2.3 Ermüdungsfestigkeiten

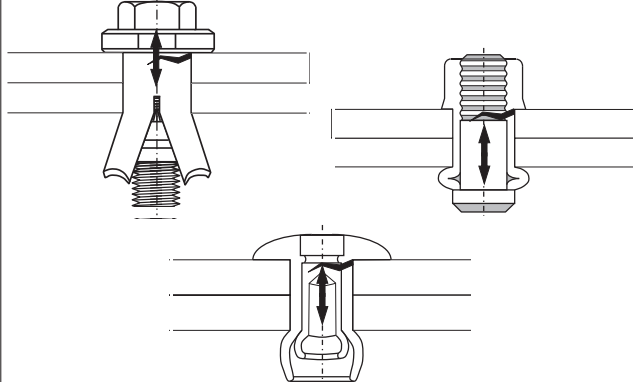
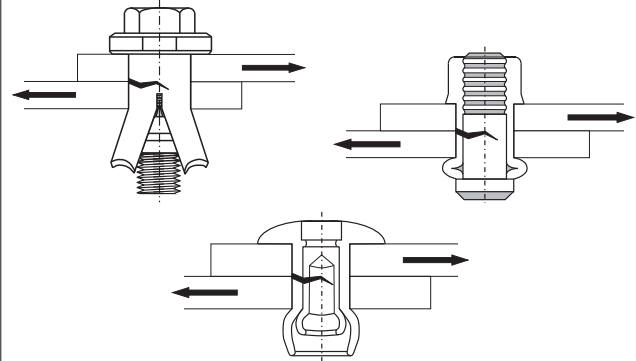
Die sich aus der gemeinsamen Auswertung der Versuchsdaten aus Kapitel 9 und 10 für die Stuttgarter Sanierungslösung ergebenden Ermüdungsfestigkeiten auf Nennspannungsniveau nach Eurocode 3 sind in Tab. 11.2 angegeben. Für die Hintergründe des Kerbfalls „Blindniete und Blindnietenschrauben unter Zug“ sei an dieser Stelle auf [127] verwiesen.

11.3 Konstruktionsempfehlungen

11.3.1 Empfehlungen zur Montage

Im Folgenden sollen eine kurze Übersicht und Montageanweisung gegeben werden, um eine reibungslose Umsetzung der Stuttgarter Sanierungslösung zu ermöglichen. Hierbei handelt es sich

Tab. 11.2: Ermüdungsfestigkeiten für Anschlüsse mit Blindnieten auf Nennspannungsniveau

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Anforderungen
<p>56 $m = 3$</p> <p>Korrektur: $k_{f,t} = \frac{3 \cdot F_{t,k}}{d_{nom}^2}$</p>	<p>Blindniete und Blindnietenschrauben unter Zug: Hollo-Bolts, BOM und Magna-Loks</p> 	<p>$\Delta\sigma$ ist mit dem Nennquerschnitt des Blindnietes zu ermitteln. Für die Hollo-Bolts ist der Spannungsquerschnitt der inneren Schrauben anzusetzen. Biegung und Zug infolge Abstützkräften sowie weitere Biegespannungen (z. B. sekundäre Biegespannungen) sind zu berücksichtigen. $F_{t,k}$ stellt die charakteristische Zugtragfähigkeit des jeweiligen Blindnietes dar.</p>
<p>100 $m = 5$</p> <p>Korrektur: $k_{f,v} = \frac{3 \cdot F_{v,k}}{d_{nom}^2}$</p>	<p>Blindniete und Blindnietenschrauben in ein- oder zweiseitigen Scher-Lochleibungsverbindungen: Hollo-Bolts, BOM und Magna-Loks</p> 	<p>$\Delta\tau$ ist mit dem Nennquerschnitt des Blindnietes zu ermitteln. Für die Hollo-Bolts ist der Spannungsquerschnitt der inneren Schrauben anzusetzen. $F_{v,k}$ stellt die charakteristische Schubtragfähigkeit des jeweiligen Blindnietes dar.</p>

ausschließlich um einen Vorschlag. Das genaue Vorgehen sollte mit dem ausführenden Unternehmen abgesprochen werden, sodass Änderungen in Absprache möglich sind.

Zuerst sind die beiden seitlichen Winkel zu montieren, die sich einen Passschrauben-Anschluss teilen. Anschließend sind die beiden Winkel auf der gegenüberliegenden Längsrippenseite anzuschließen. Zum Schluss können die unteren Winkel der trapezförmigen Längsrippen bzw. die Durchbindelaschen der Y-förmigen Längsrippen angeschlossen werden. Folgendes Vorgehen wird empfohlen:

Alle Winkel und Laschen.

- (1) Mechanische Bearbeitung der 6 (Trapezprofil) bzw. 4 (Y-Profil) ungleichschenkligen Winkel gemäß Richtzeichnung (Abb. E.1 bis Abb. E.5)
- (2) Erstellen der Lochbilder für die Blindniete an allen Winkeln.
- (3) Erstellen der Lochbilder für die Passschrauben an allen Winkeln und Laschen. Dabei zuerst einen kleineren Bohrdurchmesser und Passschraubendurchmesser wählen.

Blindnietverbindung in den seitlichen Winkeln.

- (4) Ausrichten der seitlichen Winkel. Auf einen ausreichenden Abstand zum Deckblech achten. Ein Richten der Winkel durch nachträgliche Wärmeeinbringung kann erforderlich werden, da die Seitenbleche nicht grundsätzlich eben sind.
- (5) Anreißen der Bohrungen an den Seitenblechen für die Blindniete.
- (6) Anreißen der Bohrungen am Querträgersteg für die Passschrauben.
- (7) Bohrungen am Querträgersteg setzen.
- (8) Fixieren der seitlichen Winkel durch 2 Schrauben an den Querträgersteg. Schrauben nur handfest anziehen.
- (9) Setzen aller möglichen Bohrungen in den Seitenblechen für die Blindniete.
- (10) Entfernen von Bohrspänen, ggf. durch nochmaliges Lösen der Winkel.
- (11) Setzen aller möglichen Blindniete.
- (12) Versetzen der Passschrauben und Setzen der restlichen Bohrungen in den Seitenblechen der Längsrippen für die Blindniete.
- (13) Erneutes Entfernen von Bohrspänen und setzen aller restlichen Blindniete.
- (14) Mit den gegenüberliegenden Winkeln ist genauso zu verfahren.

Passschraubenverbindung in den seitlichen Winkeln.

- (15) Ausbau der bisher verwendeten Passschrauben mit kleinerem Durchmesser.
- (16) Aufreiben oder Aufbohren der Schraubenlöcher auf die endgültige Größe.
- (17) Montage der Passschrauben und Aufbringung der Vorspannung.

Blindnietverbindung der unteren Winkel für trapezförmige Längsrippen.

- (18) Mittiges Ausrichten des unteren Winkels.
- (19) Anreißen der Bohrungen an der Unterkante der Längsrippe für die Blindniete.
- (20) Anreißen der 2 Bohrungen am Querträgersteg für die unteren Passschrauben.
- (21) Setzen der Bohrungen am Querträgersteg für die Passschrauben. Dabei zuerst einen kleineren Bohrdurchmesser und Passschraubendurchmesser wählen.
- (22) Fixieren des Winkels am Querträgersteg durch Passschrauben.
- (23) Setzen der Bohrungen an der Unterkante der Längsrippe für die Blindniete.
- (24) Entfernen von Bohrspänen, ggf. durch nochmaliges Lösen des Winkels.
- (25) Setzen der Blindniete.
- (26) Mit dem gegenüberliegenden Winkel ist genauso zu verfahren.

Passschraubenverbindung in der unteren Lasche für Y-förmige Längsrippen.

- (18) Mittiges Ausrichten der Durchbindelasche.
- (19) Anreißen der Bohrungen an der Unterkante des halben I-Profiles der Längsrippe für die Passschrauben.
- (20) Setzen von zwei bis drei Bohrungen je Flansch der halben I-Profile für die Passschrauben. Dabei zuerst einen kleineren Bohrdurchmesser und Passschraubendurchmesser wählen.
- (21) Fixieren der Lasche an den Flanschen der halben I-Profile durch mindestens 3 bis 4 Passschrauben.
- (22) Setzen aller restlichen Bohrungen und Passschrauben mit der endgültigen Größe.
- (23) Ausbau der 3 bis 4 bisher verwendeten Passschrauben mit kleinerem Durchmesser.

Passschraubenverbindung in den unteren Winkeln für trapezförmige Längsrippen.

- (27) Ausbau der bisher verwendeten Passschrauben mit kleinerem Durchmesser.
- (28) Aufreiben oder Aufbohren der Schraubenlöcher auf die endgültige Größe.
- (29) Montage der Passschrauben und Aufbringung der Vorspannung.

- (24) Aufreiben oder Aufbohren der Schraubenlöcher auf die endgültige Größe.
- (25) Montage der Passschrauben und Aufbringung der Vorspannung.

11.3.2 Weitere Hinweise zur Montage

- (1) Noch vor der eigentlichen Montage der Sanierungslösung sind Risse, die z. B. in die Längsrippenseitenbleche hineinlaufen, abzubohren. Dabei muss sichergestellt werden, dass die Rissspitze miterfasst wurde. PT nach DIN EN ISO 3452-1 [64] ist hierbei als Prüfmethode anzuwenden. Bei Temperaturen unterhalb von 10°C ist die Prüfung nach ISO 3452-6 [65] durchzuführen, sofern anwendbar.
- (2) Nach Abschluss der Arbeiten sind folgende Inspektionen und Arbeitsschritte erforderlich:
 - VT nach DIN EN ISO 17637 [63], erforderlichenfalls während der Durchführung,
 - Aufbringen des Korrosionsschutzes,
 - Inspektionen im Rahmen der regulären Brückeninspektionsintervalle nach DIN 1076 [43].
- (3) *Zum Korrosionsschutz:* Die Kontaktflächen Winkel/Längsrippe oder auch Winkel/Querträgersteg sind mit einem Korrosionsschutz zu versehen. Die Winkel und freiliegenden Bruchflächen der Nietdorne sind ebenfalls mit einem Korrosionsschutz zu versehen. Eine 1-Komponentenbeschichtung kann empfohlen werden.
- (4) Die Mindestabstände zwischen den seitlichen Winkeln und dem Deckblech sind zu beachten.
- (5) Die Blindniete an den seitlichen Winkeln können die Montage der Passschrauben behindern. Auf ausreichend große Randabstände ist zu achten.
- (6) Um die Passgenauigkeit zu gewährleisten, sind die Winkel ggf. vor Ort zu richten.
- (7) Vorhandene Schweißnahtüberhöhungen an den vorhandenen Bauwerken müssen im Bereich der Winkel glatt geschliffen werden.
- (8) Eventuelle Achsversätze zwischen eingepassten Längsrippen sind zu beachten. Die Breite der unteren Winkel sind ggf. zu vergrößern.
- (9) Es sind zuerst die Blindniete zu setzen und erst im Anschluss daran die Passschrauben fertig zu montieren. Spalte zwischen den Winkeln und den Seitenblechen der Längsrippen können von Blindnieten teilweise nicht überbrückt bzw. geschlossen werden.
- (10) Die Klemmlängenbereiche der Blindniete sind zu beachten.
- (11) Für den Anschluss der Winkel an die Querträger sind hochfeste, vorgespannte Passschrauben zu verwenden:
 - HV Schraubengarnituren nach DIN EN 14399-8 [51] werden empfohlen.

- Für die Anbringung der Passschrauben an die Flansche der halben I-Profile sind vierkantige, keilförmige Scheiben nach DIN 6917 [46] zu verwenden.
 - Passschrauben sind nach DIN EN 1993-1-8/NA vorzuspannen.
 - Es ist DIN EN 1090-2 [50] zu beachten.
- (12) Die Verwendung des Blindniettyps “Hollo-Bolt“ ist nur in Kombination mit einer Schraubensicherung zu empfehlen. Die Hinweise bzw. Datenblätter des jeweiligen Schraubensicherungs Herstellers sind zu beachten. Die Schraubensicherung *Loctite 243* der Fa. *Henkel AG & Co. KGaA* hat sich hierbei bewährt.
- (13) Bei der Anwendung und Montage der BOM und Magna-Lok sind keine besonderen Vorkehrungen zur Schraubensicherung zu treffen.

11.4 Richtzeichnungen

Auf Basis aller Erkenntnisse für die optimierten Anschlussausführungen sind anschauliche Praxishilfen in Form von Richtzeichnungen für die Sanierungslösung erstellt worden, um eine einfache und direkte Umsetzung an einer geschädigten Stahlbrücke zu ermöglichen. Die Richtzeichnungen sind hierzu in Abb. E.1 bis Abb. E.5, Anhang E illustriert.

11.5 Zusammenfassung

Dieses Kapitel fasst in knapper Form alle Empfehlungen zusammen, die für die Planung, Bemessung, Ausführung und Qualitätssicherung der Stuttgarter Sanierungslösung im Rahmen dieser Arbeit zusammengetragen wurden und gegeben werden können. Mit den erstellten Richtzeichnungen konnten darüber hinaus praxisnahe und transparente Arbeitshilfen für den entwerfenden Ingenieur erarbeitet werden.

TEIL IV: Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

12.1 Zusammenfassung

In Kap. 1 wurde zuerst der Gegenstand der Arbeit und die ausgewählten Brückentragwerke vorgestellt, die den wesentlichen Kern dieser Arbeit ausmachen. Auch wurden die Problemstellung und die Zielsetzung der Arbeit präsentiert. Allgemeine Erläuterungen zur Ermüdung von Straßenbrücken aus Stahl, auf die im Rahmen dieser Arbeit aufgebaut wird, wurden in Kap. 2 näher betrachtet.

Ermüdungsbeanspruchte, geschweißte Hohlprofilkonstruktionen weisen ein großes wirtschaftliches Potenzial auf. Jedoch stehen bisher für die Ermüdungsbemessung von geschweißten und relativ dickwandigen Fachwerkknoten aus Rundhohlprofilen keine adäquaten Regeln zur Verfügung. Zusätzlich werden die bisher ausführbaren Knotengeometrien stark durch die aktuellen Regelwerke begrenzt. Hier setzte eines der Ziele der vorliegenden Arbeit an, nämlich mit Hilfe einer umfassenden Versuchsdatenbank, die nach Quelle sortiert in [129] aufbereitet ist, Ermüdungsfestigkeiten auf Nenn- und Strukturspannungsniveau herzuleiten. In Kap. 3 werden die Hintergründe hierzu vorgestellt und die Ermüdungsfestigkeiten auf Nenn- und Strukturspannungsniveau präsentiert, die nun u.a. eine Ausweitung der strengen Anforderungen von DIN EN 1993-1-9 an K-, KK- und N-Knoten vorsehen.

Unmittelbar verschweißte Rundhohlprofilknoten weisen ein gutartiges Ermüdungsverhalten auf, da die Rissbildung i. d. R. an der Profilaußenseite und damit gut sichtbar am Schweißnahtübergang auftritt. Eventuell auftretende Ermüdungsrisse können dadurch bei einer Inspektion frühzeitig detektiert und Instandsetzungsmaßnahmen frühzeitig ergriffen werden. Weisen die Schweißnähte im Inneren der Knoten jedoch nicht vernachlässigbare Unregelmäßigkeiten auf, kann dieses erwähnte gutartige Ermüdungsverhalten ggf. nicht ausgenutzt werden. Der Stand der Wissenschaft und Technik zum Einfluss der Schweißnahtausführung von Rundhohlprofilknoten auf ihr Ermüdungsverhalten in Kap. 4 zeigte, dass der Umfang an bisher durchgeführten Untersuchungen zu Schweißnahtunregelmäßigkeiten an K-Knoten aus Rundhohlprofilen jedoch sehr begrenzt ist. Dies gestaltet die Bemessung von Hohlprofilknoten, bei denen die Rissbildung von den Schweißnahtwurzelpunkten ausgehen kann, als schwer bzw. unmöglich. Zwar sind in der Literatur Möglichkeiten gegeben, wie mit der Ermüdung der Nahtwurzelpunkte auf Strukturspannungsniveau umgegangen werden kann, jedoch sind diese nicht ohne Weiteres auf Rundhohlprofilknoten anwendbar.

In den experimentellen Untersuchungen aus Kap. 5 konnte festgestellt werden, dass sich die Rissinitiierung vor allem für Prüfkörper mit Reststegen bestimmter Größe an der Kronenspitze an die Schweißnahtwurzelpunkte verschiebt. Eine statistische Auswertung konnte abschließend auf Nennspannungsniveau zum einen und auf Grundlage von Strukturspannungen zum anderen

durchgeführt werden. Bei Betrachtung von Nennspannungen sind negative Einflüsse besonders für nicht durchgeschweißte Stumpfnähte an den Kronenspitzen zu erkennen. Auch zeigt die Ausführung reduzierter Schweißnahtvolumen einen Einfluss auf die Lebensdauer der Hohlprofilknoten. Auf Strukturspannungsniveau war der ausgeprägte Einfluss der Schweißnahtunregelmäßigkeiten jedoch nicht mehr eindeutig erkennbar, da die Unregelmäßigkeiten in den FE-Modellen eine unmittelbare Berücksichtigung fanden. Aufbauend auf den experimentellen Untersuchungen wurden anschließend Empfehlungen zur konstruktiven Ausführung der Gurt-Streben-Verbindung gegeben. Auch wurden im Zuge dessen Grenzwerte für die untersuchten Schweißnahtunregelmäßigkeiten festgelegt, bei deren Einhaltung kein Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit zu erwarten ist und ein Schweißnahtversagen vermieden werden kann.

In Kap. 6 wurden nochmals bisherige Möglichkeiten zur Bemessung von Schweißnahtwurzel-
punkten in Rundhohlprofilknoten bewertet. Anschließend wurde ein neues und vereinfachtes Verfahren auf Basis des Strukturspannungskonzepts vorgestellt, das den Nachweis der Wurzeln anhand der Strukturspannungen des Nahtübergangs zur Strebe ermöglicht. Die spannungserhöhenden Effekte der Schweißnahtunregelmäßigkeiten werden hierbei direkt mit Hilfe eines Korrekturfaktors K_n in Abhängigkeit unterschiedlicher Lastfälle und Knotenparameter auf der Einwirkungsseite berücksichtigt. Diese wurden an validierten FE-Modellen und über eine umfangreiche Parameterstudie für eine Vielzahl an Knotengeometrien ausgewertet und in Tabellenform praxisgerecht aufbereitet. Anhand von Berechnungsbeispielen konnte die Effizienz des neuen Verfahrens aufgezeigt werden.

Viele der großen Straßenbrücken aus Stahl, die in den 1960er bis 1980er Jahren erstellt wurden, weisen inzwischen gravierende Ermüdungsschäden auf. Aufgrund der besonderen Wichtigkeit der Brücken für den jeweiligen Standort muss ein Ausfall verhindert, aber auch eine Teilspernung vermieden werden. Diese Arbeit befasste sich aufgrund dessen zusätzlich mit Sanierungslösungen, die bei möglichst geringem Eingriff in den laufenden Verkehr robust und dauerhaft sind. Aufgrund ihrer Vorteile bot sich die Verwendung von geschraubten Lösungen besonders an. Der Stand der Wissenschaft und Technik hierzu wurde ausführlich in Kap. 7 dargelegt. Dabei wurden auch bisherige Instandsetzungs-, Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen für Schäden der Kategorie 2 ausführlich beschrieben. Daraufaufgehend wurde auf die an der Universität Stuttgart untersuchte Sanierungslösung, die auch als Stuttgarter Sanierungslösung bezeichnet wird, eingegangen. Zur Berücksichtigung der nur einseitigen Zugänglichkeit der Längsrippen sieht die Sanierungslösung auch eine Verwendung von Blindnieten vor. Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen an Blindnieten wurden hierzu in Kap. 9 vorgestellt.

In Kap. 8 wurde der Anschlussbereich Längsrippe-Querträger und die Beanspruchungen, die dieser Bereich erfährt, näher betrachtet. Neben der Beschreibung des allgemeinen Tragverhaltens orthotroper Stahl-fahrbahnplatten wurde auch auf das lokale Tragverhalten des Anschlussbereichs Längsrippe-Querträger näher eingegangen. Analytische Berechnungsverfahren, wie sie momentan zum Einsatz kommen, wurden vorgestellt. Nachdem auf die Literatur und die hierin durchgeführten numerischen Untersuchungen in knapper Form eingegangen wurde, schließt dieses Kapitel mit der Vorstellung numerischer Untersuchungen ab, die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführt wurden, um den in der Praxis tätigen Ingenieuren eine Möglichkeit zur Bestimmung "wahrer" bzw. korrigierter Spannungen zu geben. Betrachtet wurden

insgesamt sechs repräsentative Brückenkonstruktionen unter Berücksichtigung des Ermüdungslastmodells 3 (FLM 3) nach DIN EN 1991-2 [52]. Untersucht wurde dabei auch eine Variation an unterschiedlichen Schweißnahtausführungen. Sind den in der Praxis tätigen Ingenieuren die im Rahmen einer Brückennachrechnung tatsächlichen Schweißnahtgeometrien bekannt, können die einzelnen SCF-Werte aus den zusammengestellten Tabellen entnommen werden. Ist dies nicht der Fall, können vereinfacht auch die jeweils maximalen Werte verwendet werden. Dadurch, dass die globalen FE-Modelle der Fahrbahnplatten jedoch nicht anhand von gemessenen Dehnungswerten validiert werden konnten, stellen die vorgestellten Spannungskonzentrationsfaktoren vorerst nur gute Schätzwerte der Strukturspannungen im Anschlussbereich Längsrippe-Querträger in Abhängigkeit der Schweißnahtgeometrie dar.

Kap. 10 fasste anschließend die experimentellen Untersuchungen an sanierten Längsrippen-Querträger-Anschlüssen mit Hilfe der Stuttgarter Sanierungslösung zusammen. 12 Ermüdungsversuche wurden dazu an der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart durchgeführt, die sich auf drei Testserien verteilten. Neben dem Ermüdungsverhalten der Sanierungsmaßnahme an trapezförmigen Längsrippen, war auch die ermüdungstechnische Einstufung von drei verwendeten Blindniettypen im Zuge ihres Einsatzes an der Stuttgarter Sanierungslösung Gegenstand der Untersuchungen. Es zeigte sich, dass die Ermüdungsfestigkeit der Sanierungslösung auf die Ermüdungsfestigkeit des jeweils verwendeten Blindniet zurückgeführt werden kann. Die Übertragbarkeit der bereits in [127, Kap. 4] vom Autor dieser Arbeit hergeleiteten und betrachteten Regel für die Modifikation der Nennspannungen konnte auch in diesem Fall angewendet und ihre Gültigkeit bestätigt werden. Eine gemeinsame Auswertung aller Versuchsdaten wurde dadurch möglich. Die erarbeiteten Versuchsergebnisse ermöglichen damit die ermüdungstechnische Einstufung und Anwendung der untersuchten Stuttgarter Sanierungslösung. Das bedeutet mit anderen Worten, dass geschweißte Ertüchtigungskonzepte erfolgreich vermieden werden können und die Stuttgarter Sanierungslösung als eine dauerhafte Methode sowie eine technische Verbesserung im Vergleich zur einer geschweißten Instandsetzungsmaßnahme angesehen werden kann. Voraussetzung hierfür ist aber, dass in einem ersten Schritt alle Ermüdungsschäden detektiert werden und die Sanierung bzw. Verstärkung sorgfältig umgesetzt wird. Nach den experimentellen Untersuchungen wurden in Kap. 10 auch die numerischen Untersuchungen zur Stuttgarter Sanierungslösung an trapezförmigen Längsrippen vorgestellt. Mittels einer umfangreichen Parameterstudie wurden schließlich die Einflüsse aus einer Reihe von Parametern auf die resultierenden Spannungen quantifiziert.

In Kap. 11 wurden auf Basis aller bisher gewonnenen Erkenntnisse Empfehlungen für die Bemessung und Konstruktion der Stuttgarter Sanierungslösung gegeben. Für die optimierten Anschlussausführungen wurden anschauliche Praxishilfen in Form von „Richtzeichnungen“ für die Sanierungsmaßnahme mit den drei untersuchten Blindniettypen und Passschrauben aufbereitet. Dies ermöglicht somit eine einfache und direkte Umsetzung der Stuttgarter Sanierungslösung an einer geschädigten Stahlbrücke.

12.2 Ausblick

Diese Arbeit konnte einen Beitrag dazu leisten, die Einflüsse von Schweißnahtunregelmäßigkeiten auf die Ermüdungsfestigkeiten von Rundhohlprofilknoten zu quantifizieren und auch eine Bemessung von Schweißnahtwurzeln in Rundhohlprofilknoten zu führen. Durch die intensiven Recherchen und Forschungstätigkeiten haben sich neue Fragestellungen ergeben, die in weiteren Studien untersucht werden sollten.

Weitere Knotenkonfigurationen. Eine Bemessung auf Nennspannungsniveau ist nur dann möglich, wenn das entsprechende Kerbdetail im aktuellen Eurocode 3, Teil 1-9 [58] hinterlegt ist. Für viele Knotentypen (wie z.B. T-, X-, KT- oder Y-Knoten) existieren keine Kerbfälle, sodass zur Bemessung in diesen Fällen das Strukturspannungskonzept verwendet werden muss. Im Rahmen der umfangreichen Literaturrecherche in [129] konnte auch zu diesen Knotentypen eine Vielzahl an Versuchsdaten zusammengetragen werden, die im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht ausgewertet werden konnten. Eine genauere Betrachtung und Auswertung der Versuchsdaten auf Nenn- und Strukturspannungsniveau wäre wünschenswert. Auch wäre die Untersuchung der Einflüsse von Schweißnahtunregelmäßigkeiten in diesen Knotenkonfigurationen von Interesse. Auf Grundlage des Strukturspannungskonzepts ist auch zu hinterfragen, ob die in [129] durchgeführte alleinige Betrachtung von K-, KK- und N-Knoten als ausreichend anzusehen ist und ob nicht alle Knotentypen, wie dies bereits in [203] durchgeführt wurde, gleichzeitig der statistischen Auswertung zugrunde gelegt werden sollten. Schließlich wäre auch die Ausweitung des in Kap. 6 vorgestellten Bemessungskonzepts für Schweißnahtwurzelpunkte in K-Knoten aus Rundhohlprofilen auf weitere Knotenkonfigurationen denkbar.

Erweiterung auf hochfeste Stähle. Die Versuche in Kap. 5 wurden ausschließlich mit der Standardstahlgüte S355J2H durchgeführt. Hochfeste und höherfeste Stähle werden vor allem im Kranbau eingesetzt, wobei neuerdings Bestrebungen angestellt werden hoch- und höherfeste Stähle zukünftig auch im Brückenbau einzusetzen. Ihr Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit ist hier aus der Erfahrung zwar gering, sollte aber bei diesen Aufgaben, gerade im Hinblick auf ein mögliches Wurzelversagen bei nicht vernachlässigbaren Schweißnahtunregelmäßigkeiten und aufgrund der schwierigen Schweißbarkeit untersucht werden.

Diese Arbeit konnte darüber hinaus auch einen Beitrag dazu leisten, eine innovative Sanierungslösung für Schäden der Kategorie 2b an Stahlbrücken zu etablieren. Durch die intensiven Recherchen und Forschungstätigkeiten haben sich auch hierzu neue Fragestellungen ergeben, die in weiteren Studien untersucht werden sollten.

Erweiterung des Untersuchungsspektrums. In den hier vorgestellten experimentellen Untersuchungen konnten nur drei unterschiedliche Blindniettypen betrachtet werden. Es wäre aus Sicht des Autors von Vorteil, die Anwendbarkeit der Stuttgarter Sanierungslösung auch unter Verwendung weiterer Blindniettypen oder auch Gewindeformschrauben experimentell zu untersuchen, wie zum Beispiel die Verbindungsmittel in [106]. Auch wäre im Zuge dessen die Überprüfung der Anwendbarkeit der Modifikationsregel erforderlich.

Untersuchung von Anschlüssen mit Blindniete an Rund- und Rechteckhohlprofilen. Anhand der experimentellen Untersuchungen in [127, Kap. 4], auf die auch diese Arbeit aufbaut, konnten

vielversprechende Ergebnisse erzielt werden. Aus Sicht des Autors, aber sicherlich auch aus Sicht der Industrie, wie z.B. der Hohlprofilhersteller, wäre die Erarbeitung typisierter Anschlüsse für den Stahlhochbau unter Berücksichtigung von Hohlprofilen und Blindnieten interessant. Gerade für die Architektur, eröffnet sich infolge der Hohlprofile und ihrer organischen Erscheinungsformen die Möglichkeit, ästhetisch ansprechende Konstruktionen umzusetzen. Solche typisierten Anschlüsse im Hochbau bieten eindeutig festgelegte Anschlusskonfigurationen mit fest definierten Geometrie- und Materialdaten, um robuste momententragfähige und gelenkige Anschlüsse zwischen Hohlprofilen, wie z. B. Hohlprofilstützen, und I- oder auch Hohlprofilträger zu planen. Eine weitere Verbreitung dieser Bauweise wäre die Folge. Aspekte der Ermüdung wären im Zuge dessen ebenfalls zu untersuchen.

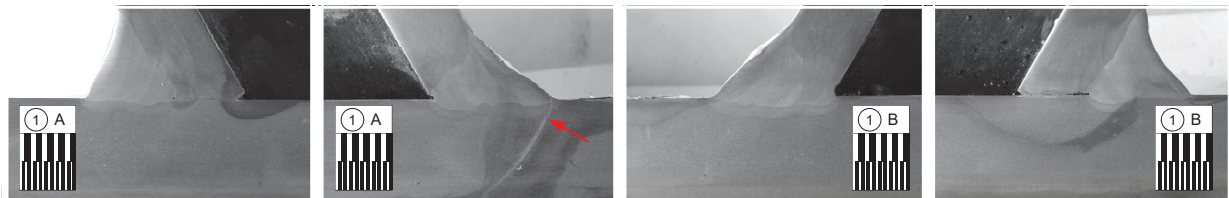
ANHANG

Anhang zu den experimentellen Untersuchungen an K-Knoten

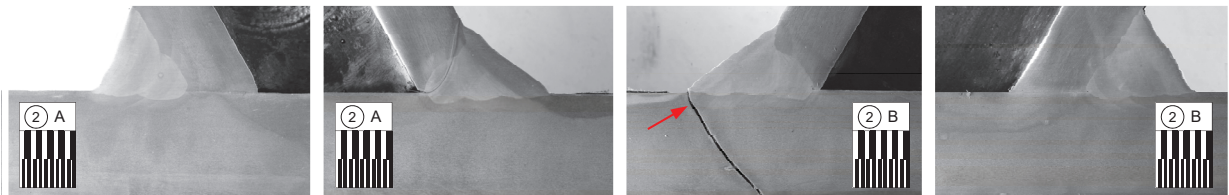
A.1 Geometrie der K-Knoten

A.1.1 Makroschliffe

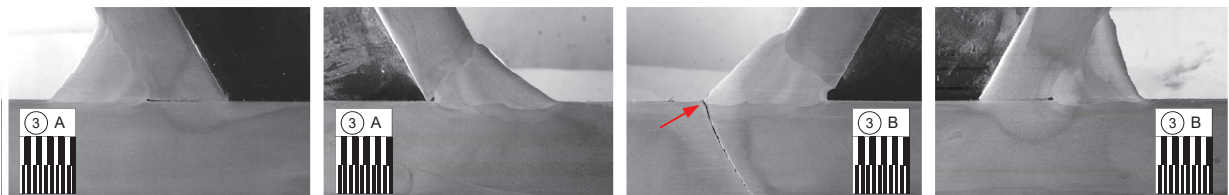
Testserie 100



Prüfkörper Nr. 1



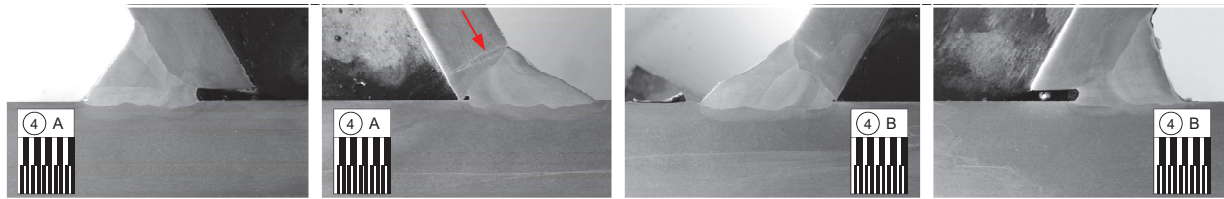
Prüfkörper Nr. 2



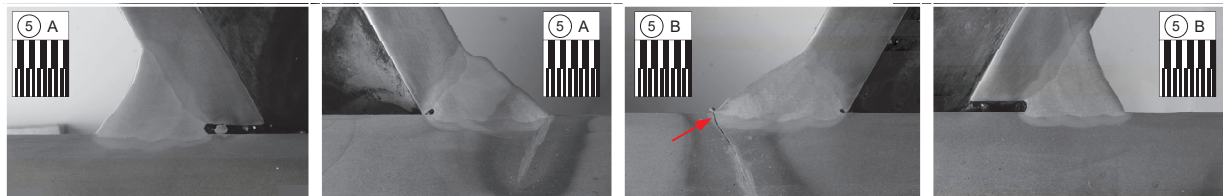
Prüfkörper Nr. 3

Abb. A.1: Versagensmodus von Testserie 100 (Sägeschnitte): Rissausgangspunkte an den Nahtübergängen durch Pfeil markiert

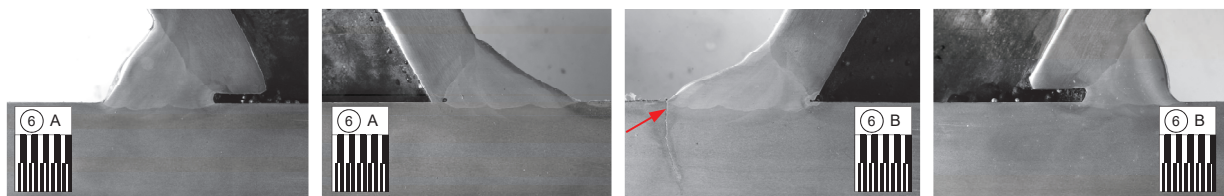
Testserie 101



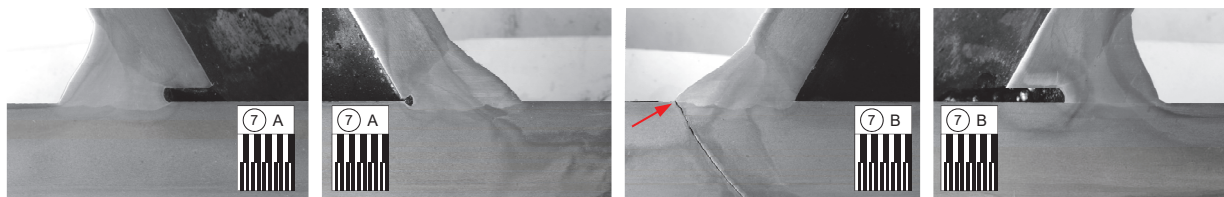
Prüfkörper Nr. 4



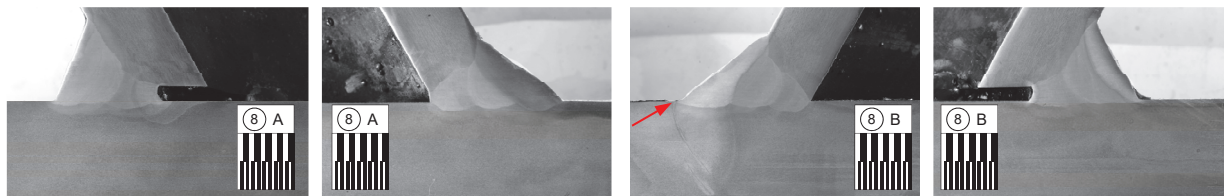
Prüfkörper Nr. 5



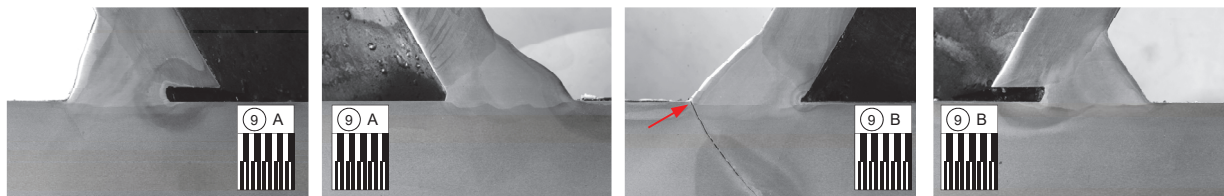
Prüfkörper Nr. 6



Prüfkörper Nr. 7



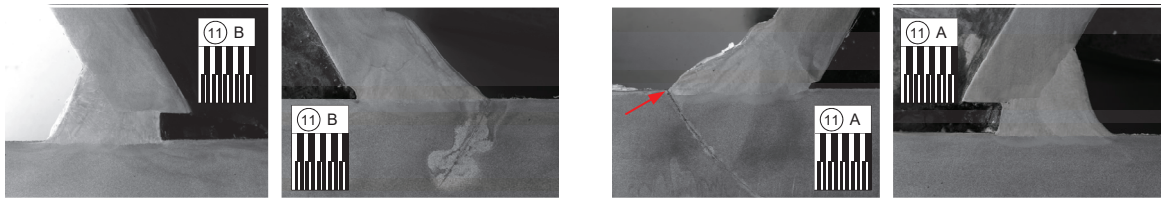
Prüfkörper Nr. 8



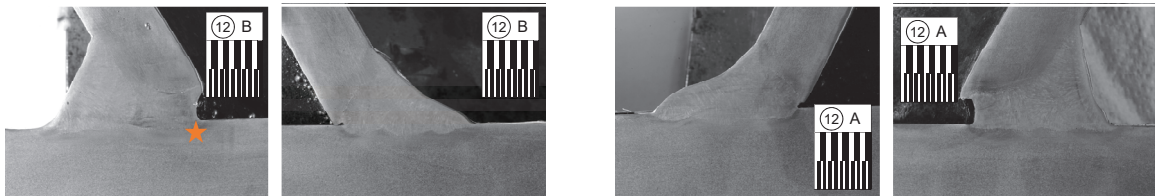
Prüfkörper Nr. 9

Abb. A.2: Versagensmodus von Testserie 101 (Sägeschnitte): Rissausgangspunkte an den Nahtübergängen durch Pfeil markiert

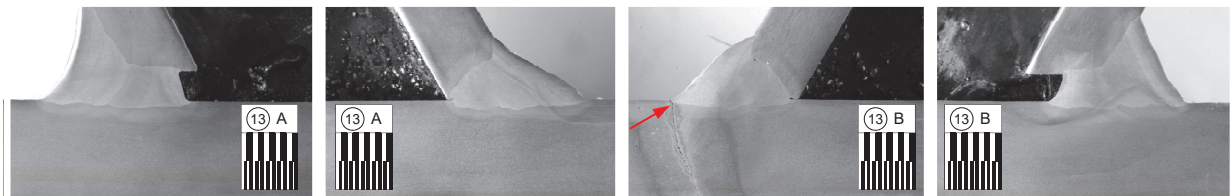
Testserie 102



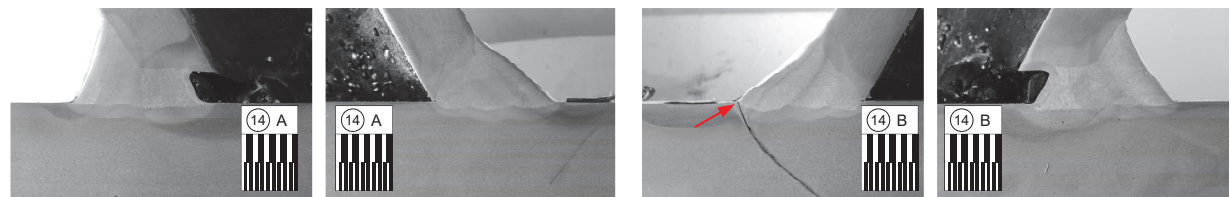
Prüfkörper Nr. 11



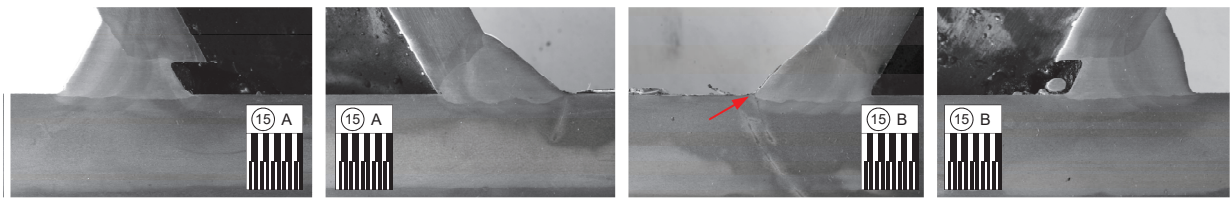
Prüfkörper Nr. 12



Prüfkörper Nr. 13



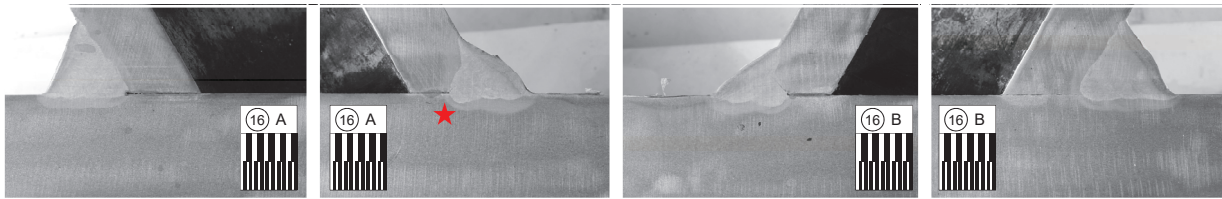
Prüfkörper Nr. 14



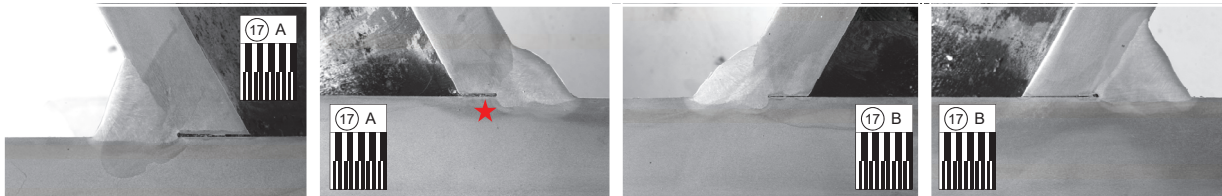
Prüfkörper Nr. 15

Abb. A.3: Versagensmodus von Testserie 102 (Sägeschnitte): Rissausgangspunkte an den Nahtübergängen durch Pfeil markiert. Bei Wurzelversagen ist die maßgebende Schweißnaht mit einem Stern gekennzeichnet. Prüfkörper Nr. 10 ist zu Demonstrationszwecken im Prüfstand der MPA Stuttgart verblieben

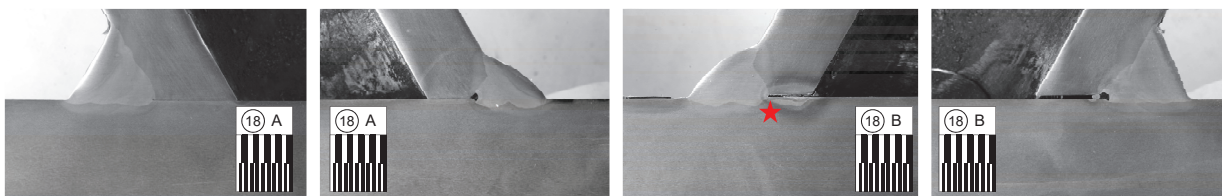
Testserie 103



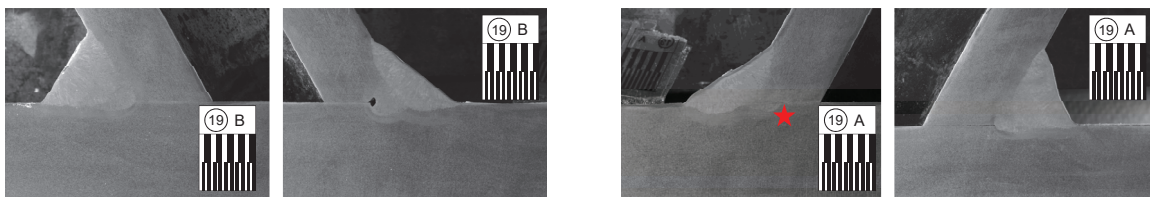
Prüfkörper Nr. 16



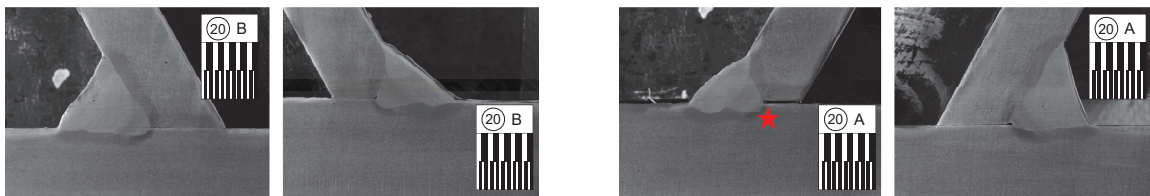
Prüfkörper Nr. 17



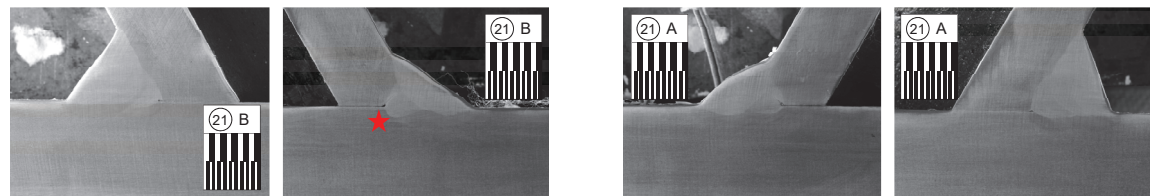
Prüfkörper Nr. 18



Prüfkörper Nr. 19



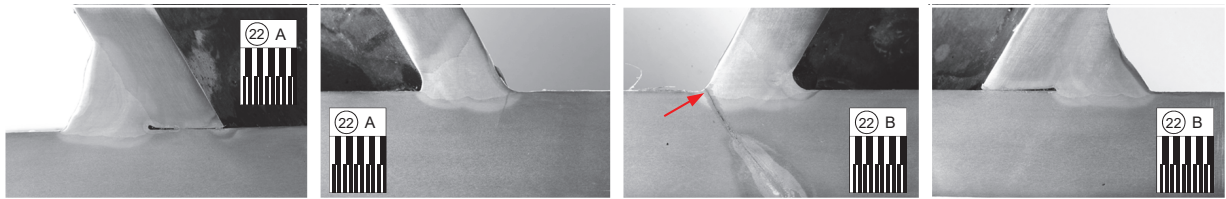
Prüfkörper Nr. 20



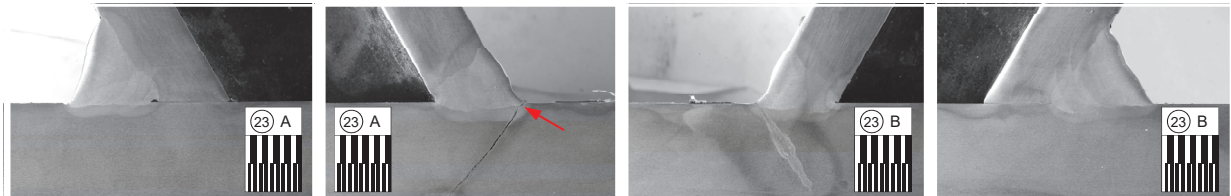
Prüfkörper Nr. 21

Abb. A.4: Versagensmodus von Testserie 103 (Sägeschnitte): Rissausgangspunkte an den Nahtübergängen durch Pfeil markiert. Bei Wurzelversagen ist die maßgebende Schweißnaht mit einem Stern gekennzeichnet

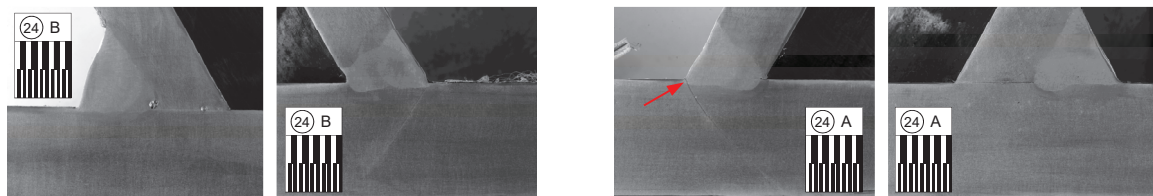
Testserie 200



Prüfkörper Nr. 22

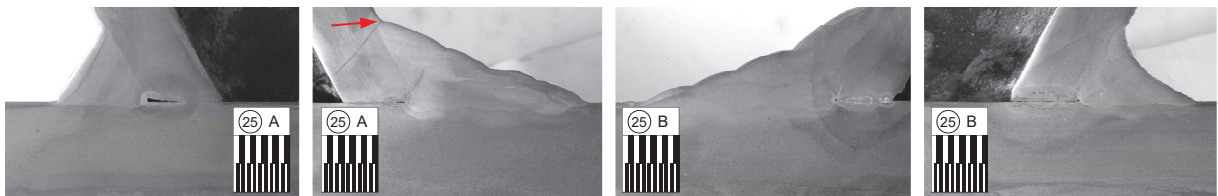


Prüfkörper Nr. 23

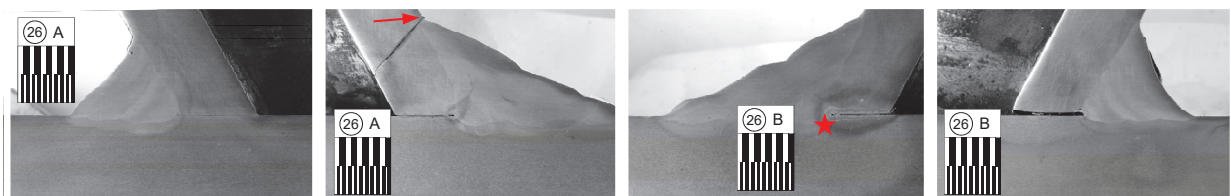


Prüfkörper Nr. 24

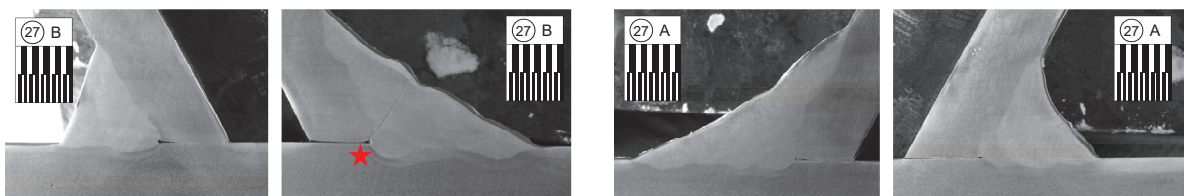
Testserie 201



Prüfkörper Nr. 25



Prüfkörper Nr. 26

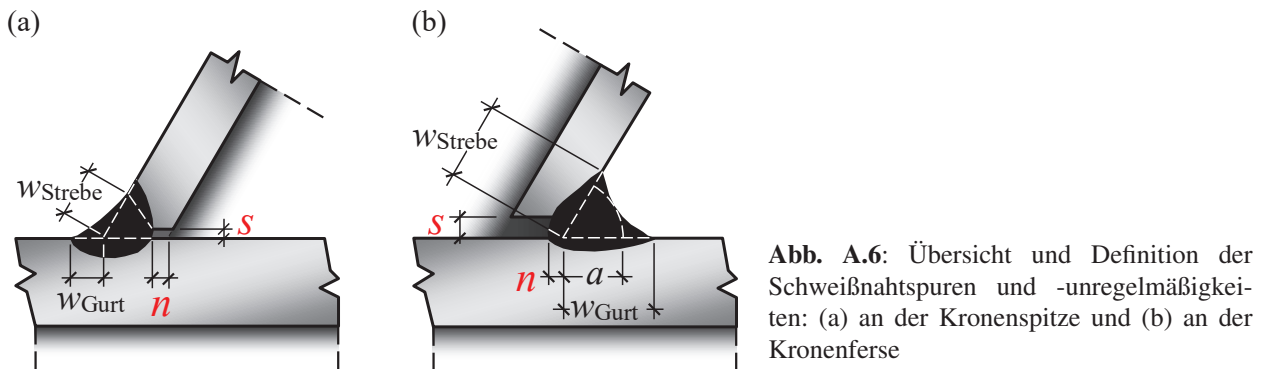


Prüfkörper Nr. 27

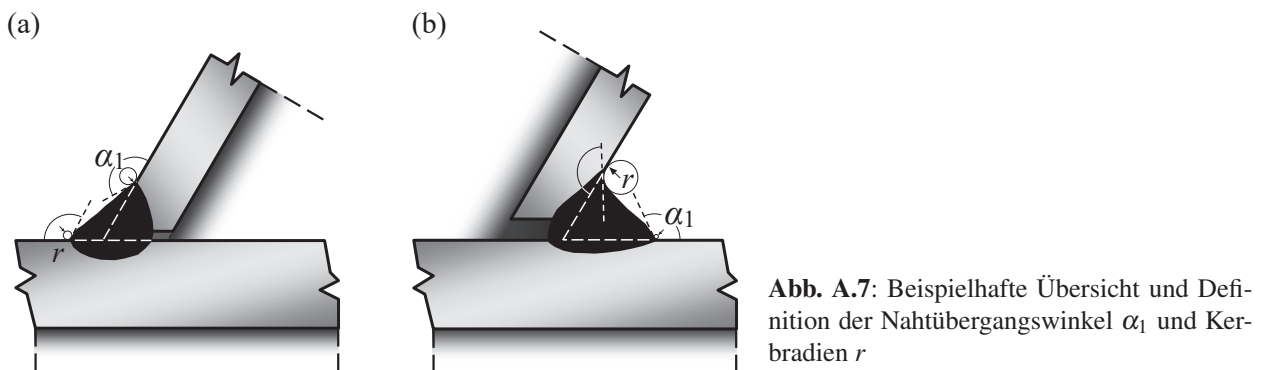
Abb. A.5: Versagensmodus der Testserien 200 und 201 (Sägeschnitte): Rissausgangspunkte an den Nahtübergängen durch Pfeil markiert. Bei Wurzelversagen ist die maßgebende Schweißnaht mit einem Stern gekennzeichnet

A.1.2 Gemessene Geometrie

Der in den Ermüdungsversuchen maßgebende Schweißnahtübergang (Abbruchkriterium: *Wand-durchriss*) ist in Tab. A.1 unterstrichen. Für die Versuche, in denen ein Wurzeldurchriss auftrat, sind beide Nahtübergänge für Gurt und Strebe unterstrichen. Die Definition der Schweißnahtspuren an Kronenspitze und -ferse kann der Abb. A.6 entnommen werden. In Tab. A.2 ist der Parameter n an der Kronenspitze von der Strebeninnenoberfläche und an der Kronenferse von der Strebenaußenoberfläche aus gemessen und angegeben. Die Sollwerte der Durchmesser, Wanddicken und Spaltmaße g_L sind außerdem in Abb. 5.2 dargestellt.



Die gemessenen Kerbradien r und Schweißnahtübergangswinkel α_1 sind in Tab. A.3 angegeben. Die Definition der betrachteten Nahtparameter an Kronenspitze und -ferse ist hierzu beispielhaft in Abb. A.7 dargestellt. Die Kerbradien und Übergangswinkel der für das Versagen maßgebenden Schweißnahtübergänge sind dabei auch in diesem Fall unterstrichen. Für die Versuche, in denen sich ein Wurzelversagen einstellte, wurden die Nahtübergangsparameter nicht unterstrichen.



Tab. A.1: Gemessene Geometrie der Prüfkörper der Testserien 100 bis 201

Nr.	Gurt		Streben		Spalt	Querschnitt		$w_{\text{Kronenspitze}}^a$ [mm]		$w_{\text{Kronenferse}}^a$ [mm]	
	d_0 [mm]	t_0 [mm]	d_1^b [mm]	t_1^b [mm]	g_L [mm]	A_0 [mm ²]	A_1^b [mm ²]	Gurt A/B	Strebe A/B	Gurt A/B	Strebe A/B
Testserie 100 – Referenztestserie											
1	178,6	19,9	89,4	12,4	55,8	9906	3009	8,3 / 7,2	14,4 / 15,4	14,9 / 17,1	17,7 / 17,5
2	178,6	19,9	89,3	12,5	57,2	9930	3019	8,3 / <u>8,9</u>	13,9 / 12,9	15,7 / 18,0	17,6 / 17,2
3	178,9	20,1	89,4	12,6	55,9	10010	3033	9,3 / <u>7,5</u>	12,3 / 13,8	17,2 / 15,0	17,5 / 17,9
Testserie 101 – 3 mm Wurzelspalt an der Kronenferse											
4	178,3	20,1	89,8	12,4	56,1	9965	3009	10,5 / 10,8	<u>10,9</u> / 13,4	17,2 / 14,7	16,7 / 18,3
5	178,3	20,1	89,4	12,2	55,6	9981	2955	8,2 / <u>9,5</u>	13,3 / 12,8	17,1 / 15,6	18,1 / 18,3
6	178,3	19,8	89,4	12,5	54,9	9861	3031	11,3 / <u>11,3</u>	13,3 / 13,0	17,4 / 14,6	17,3 / 16,9
7	178,3	20,5	89,4	12,5	56,5	10154	3020	6,9 / <u>7,2</u>	13,0 / 13,7	15,6 / 15,9	16,7 / 18,4
8	178,6	19,7	89,4	12,5	55,8	9842	3024	9,1 / <u>9,4</u>	13,5 / 13,9	15,0 / 16,0	16,9 / 16,4
9	178,6	20,0	89,3	12,5	56,2	9970	3024	7,6 / <u>5,0</u>	14,0 / 14,6	14,2 / 15,4	18,4 / 14,9
Testserie 102 – 6 mm Wurzelspalt an der Kronenferse											
10 ^c	178,6	–	89,4	–	–	–	–	– / –	– / –	– / –	– / –
11	178,6	19,8	89,4	12,5	56,3	9896	3014	11,5 / <u>9,3</u>	14,5 / 17,7	16,3 / 15,1	17,3 / 15,7
12	178,3	20,2	89,3	12,5	54,7	10014	3007	12,3 / 10,4	13,3 / 15,4	17,1 / <u>20,1</u>	20,3 / <u>18,7</u>
13	178,6	20,3	89,4	12,5	55,6	10109	3028	10,6 / <u>8,0</u>	12,6 / 12,9	17,1 / 17,2	21,3 / 17,7
14	178,6	20,1	89,4	12,5	56,3	9991	3011	7,2 / <u>7,8</u>	13,7 / 14,2	14,4 / 17,1	17,0 / 16,5
15	178,6	20,0	89,3	12,5	55,5	9959	3012	8,3 / <u>5,9</u>	12,4 / 14,0	15,5 / 14,1	15,1 / 17,6
Testserie 103 – 6 mm Reststeg an der Kronenspitze											
16	178,6	20,0	89,4	12,5	55,5	9976	3014	<u>7,3</u> / 6,5	<u>11,7</u> / 10,3	14,0 / 17,2	15,7 / 15,4
17	178,6	20,4	89,4	12,4	56,4	10145	3010	6,0 / 6,6	<u>11,1</u> / 11,3	13,9 / 15,7	16,4 / 15,9
18	178,9	20,5	89,6	12,6	56,5	10217	3054	7,2 / <u>6,9</u>	9,3 / <u>11,3</u>	15,6 / 13,7	15,7 / 15,1
19	178,6	20,4	89,3	12,6	56,0	10158	3043	<u>9,8</u> / 9,0	<u>12,0</u> / 13,0	13,5 / 15,8	15,4 / 14,9
20	178,6	20,3	89,3	12,6	56,7	10089	3042	<u>5,6</u> / 7,1	<u>10,6</u> / 11,4	14,2 / 15,6	17,0 / 14,9
21	178,6	20,3	89,6	12,6	55,9	10073	3046	8,5 / <u>9,6</u>	10,4 / <u>10,9</u>	15,4 / 16,3	17,2 / 15,2
Testserie 200 – Reduziertes Nahtvolumen											
22	178,6	20,0	89,4	12,4	57,4	9957	2993	1,1 / <u>0,3</u>	12,4 / 12,3	15,1 / 16,3	18,3 / 16,6
23	178,6	20,0	89,4	12,4	57,4	9975	3004	<u>1,3</u> / 0,5	12,0 / 11,5	14,5 / 16,5	17,2 / 16,0
24	178,6	20,3	89,3	12,4	57,8	10098	2992	<u>0,2</u> / 0,7	12,2 / 11,7	15,8 / 13,2	15,5 / 16,4
Testserie 201 – Umlaufende Kehlnaht											
25	178,3	20,4	89,3	12,5	92,5	10126	3012	29,1 / 31,4	<u>17,3</u> / 20,0	14,7 / 19,8	14,8 / 15,6
26	178,6	20,3	89,4	12,5	93,3	10106	3009	26,9 / <u>25,7</u>	<u>19,8</u> / 20,9	19,2 / 19,1	16,6 / 19,3
27	178,6	20,1	89,4	12,5	94,6	10021	3013	24,6 / <u>26,5</u>	<u>27,0</u> / <u>26,6</u>	20,2 / 16,5	20,2 / 20,3
Anmerkung: Die Wanddicken entsprechen den Messwerten. Eine Übersicht und Definition der Schweißnahtspuren ist in Abb. A.6 dargestellt.											
^a Getrennte Angabe für Strebe A und B. Der in den Ermüdungsversuchen maßgebende Schweißnahtübergang (Abbruchkriterium: Wanddurchriss) ist unterstrichen.											
^b Mittelwert von Strebe A und B.											
^c Prüfkörper Nr. 10 wurde zu Demonstrationszwecken im Prüfgerüst der MPA belassen.											

A.1 Geometrie der K-Knoten

Tab. A.2: Gemessene Schweißnahtdicken und Schweißnahtunregelmäßigkeiten der Prüfkörper der Testserien 100 bis 201

Nr.	Parameter an der Kronenspitze ^a			Parameter an der Kronenferse ^a		
	a [mm] A/B	n [mm] A/B	s [mm] A/B	a [mm] A/B	n [mm] A/B	s [mm] A/B
Testserie 100 – Referenztestserie						
1	13,3 / 14,9	0,3 / -1,0	0,8 / 1,6	13,1 / 13,0	-0,9 / -1,3	0,0 / 0,7
2	13,5 / 12,9	1,1 / 1,3	0,5 / 0,0	13,5 / 15,0	-0,8 / -0,9	0,0 / 0,0
3	12,8 / 14,0	1,3 / 0,2	0,0 / 2,2	13,9 / 12,9	-0,2 / -1,1	0,0 / 0,0
Testserie 101 – 3 mm Wurzelspalt an der Kronenferse						
4	12,1 / 13,4	1,4 / 0,5	0,0 / 0,2	13,9 / 12,2	-3,3 / -5,5	2,1 / 2,2
5	12,8 / 12,6	1,3 / 1,0	0,0 / 0,2	13,9 / 12,8	-2,8 / -3,5	1,9 / 2,0
6	12,7 / 13,3	2,2 / 0,4	0,0 / 0,3	14,8 / 12,8	-2,4 / -2,9	1,6 / 2,4
7	12,5 / 12,9	1,7 / 0,3	0,5 / 0,0	12,7 / 13,2	-5,3 / -2,7	2,5 / 2,5
8	13,7 / 13,9	-0,9 / 0,3	0,0 / 0,0	13,3 / 13,1	-5,7 / -4,2	2,7 / 2,5
9	14,1 / 13,8	-1,3 / 0,2	0,0 / 1,0	12,9 / 12,4	-4,4 / -4,7	2,6 / 2,6
Testserie 102 – 6 mm Wurzelspalt an der Kronenferse						
10 ^b	- / -	- / -	- / -	- / -	- / -	- / -
11	13,8 / 15,2	1,2 / 0,0	1,5 / 2,2	12,8 / 12,2	-5,1 / -6,3	5,4 / 4,7
12	13,3 / 13,3	0,8 / 1,4	1,0 / 0,0	13,8 / 14,9	-9,2 / -9,4	4,6 / 6,2
13	13,2 / 12,8	0,8 / 1,5	0,0 / 0,0	13,8 / 14,1	-9,6 / -7,6	5,3 / 4,8
14	13,3 / 13,3	0,6 / 0,5	0,0 / 0,0	12,2 / 13,0	-10,6 / -9,8	5,4 / 5,6
15	13,1 / 13,8	0,6 / -0,5	0,0 / 0,0	13,0 / 12,7	-8,7 / -9,7	5,6 / 5,8
Testserie 103 – 6 mm Reststeg an der Kronenspitze						
16	9,2 / 8,2	6,7 / 7,4	0,0 / 0,0	12,1 / 13,7	-1,7 / 0,0	0,0 / 0,0
17	9,1 / 8,9	6,1 / 6,8	0,5 / 0,3	12,5 / 13,3	-1,3 / -1,0	0,5 / 0,2
18	7,3 / 8,8	8,8 / 7,3	0,1 / 0,5	12,7 / 12,1	0,4 / -1,1	0,0 / 0,6
19	9,1 / 8,4	7,1 / 9,0	0,0 / 0,0	11,2 / 12,8	-1,4 / -1,0	0,0 / 0,0
20	8,8 / 8,4	6,4 / 7,8	0,5 / 0,0	12,2 / 12,6	-0,7 / -1,0	0,3 / 0,0
21	8,3 / 8,6	7,7 / 8,2	0,0 / 0,0	13,0 / 12,9	0,4 / -0,2	0,0 / 0,0
Testserie 200 – Reduziertes Nahtvolumen						
22	12,1 / 12,4	-1,9 / -6,2	0,0 / 0,0	12,8 / 12,6	-0,5 / -1,0	0,0 / 0,0
23	12,7 / 12,0	-0,3 / 0,3	1,6 / 0,0	12,9 / 13,0	-0,4 / -2,1	0,0 / 0,0
24	11,4 / 12,4	0,7 / -0,4	0,0 / 2,4	13,0 / 12,1	-0,3 / -0,1	0,0 / 0,0
Testserie 201 – Umlaufende Kehlnaht						
25	10,4 / 10,1	10,8 / 10,8	0,0 / 0,0	12,4 / 11,6	-1,4 / -1,0	0,0 / 0,0
26	10,3 / 10,3	10,3 / 10,1	0,2 / 0,0	13,7 / 14,0	0,3 / -0,7	0,0 / 0,7
27	10,9 / 11,7	10,1 / 10,7	0,0 / 0,2	14,9 / 14,6	-0,5 / -1,3	0,1 / 0,0
<p><i>Anmerkung:</i> Die angegebenen Abmessungen sind Messwerte. Eine Übersicht und Definition der Schweißnahtparameter ist in Abb. A.6 dargestellt.</p> <p>^a Getrennte Angabe für Strebe A und B.</p> <p>^b Prüfkörper Nr. 10 wurde zu Demonstrationszwecken im Prüfgerüst der MPA belassen.</p>						

Tab. A.3: Gemessene Kerbradien und Schweißnahtübergangswinkel der Prüfkörper der Testserien 100 bis 201

Nr.	Kerbradien r - Kronenferse [mm]		Kerbradien r - Kronenspitze [mm]		Übergangswinkel α_1 - Kronenferse [°]		Übergangswinkel α_1 - Kronenspitze [°]	
	Gurt	Strebe	Gurt	Strebe	Gurt	Strebe	Gurt	Strebe
	A/B	A/B	A/B	A/B	A/B	A/B	A/B	A/B
Testserie 100 – Referenztestserie								
1	1,13 / 0,21	0,22 / 0,88	2,79 / 2,23	1,03 / 2,51	104,3 / 123,7	133,4 / 135,9	140,0 / 131,8	144,3 / 160,5
2	2,27 / 1,81	0,60 / 1,08	0,33 / 1,15	1,37 / 2,01	106,7 / 127,5	116,2 / 114,2	112,9 / 133,7	142,6 / 141,1
3	1,43 / 1,83	2,97 / 1,06	5,19 / 2,51	1,15 / 2,11	128,6 / 119,1	143,0 / 122,4	146,8 / 116,8	150,7 / 130,3
Testserie 101 – 3 mm Wurzelspalt an der Kronenferse								
4	0,03 / 1,82	1,65 / 2,89	3,00 / 0,26	1,82 / 2,39	41,9 / 127,3	143,4 / 159,0	147,3 / 121,3	151,0 / 150,4
5	0,56 / 0,85	0,67 / 0,52	0,44 / 3,59	1,03 / 2,09	115,8 / 109,7	95,2 / 129,5	129,3 / 133,5	152,8 / 136,1
6	0,37 / 1,27	1,14 / 0,76	0,90 / 1,05	0,14 / 0,83	130,0 / 136,0	143,4 / 123,6	145,1 / 149,7	121,6 / 149,0
7	0,87 / 2,58	1,33 / 0,42	0,93 / 1,23	3,14 / 3,21	120,4 / 154,1	142,5 / 128,7	126,6 / 135,4	154,7 / 156,3
8	1,43 / 0,87	1,99 / 1,85	0,11 / 2,46	1,13 / 1,55	110,6 / 122,1	120,2 / 122,9	129,3 / 143,8	144,4 / 138,7
9	1,00 / 1,53	0,99 / 2,60	0,94 / 1,01	1,24 / 3,16	113,9 / 122,9	124,4 / 129,9	128,6 / 128,3	151,1 / 156,1
Testserie 102 – 6 mm Wurzelspalt an der Kronenferse								
10 ^a	- / -	- / -	- / -	- / -	- / -	- / -	- / -	- / -
11	3,03 / 1,71	0,08 / 1,17	0,41 / 1,48	1,17 / 0,12	141,2 / 124,4	85,8 / 117,0	122,7 / 140,3	152,4 / 122,9
12	1,27 / 6,14	0,84 / 0,63	0,78 / 1,96	1,58 / 3,31	112,8 / 112,5	139,2 / 119,6	120,9 / 138,6	154,5 / 145,2
13	2,10 / 1,19	0,48 / 0,59	1,89 / 5,09	1,89 / 0,72	123,6 / 112,5	119,9 / 127,6	147,0 / 133,8	143,9 / 134,2
14	2,06 / 1,89	0,63 / 2,50	1,78 / 1,78	2,68 / 2,99	111,7 / 124,5	130,9 / 126,4	138,9 / 126,2	160,3 / 148,2
15	2,13 / 1,49	0,75 / 0,31	2,00 / 1,56	0,54 / 2,41	146,4 / 113,6	120,2 / 133,0	133,1 / 131,0	137,0 / 150,8
Testserie 103 – 6 mm Reststeg an der Kronenspitze								
16	0,68 / 1,98	0,43 / 0,58	2,00 / 1,33	1,36 / 0,52	145,0 / 141,9	96,3 / 115,1	113,2 / 128,2	148,5 / 138,9
17	0,78 / 0,54	0,43 / 0,75	1,34 / 1,02	1,46 / 0,93	115,4 / 119,0	120,7 / 152,1	125,2 / 126,8	140,9 / 140,4
18	0,93 / 0,21	1,25 / 3,01	0,59 / 0,38	1,15 / 1,10	121,6 / 151,3	133,8 / 122,0	113,8 / 132,8	152,2 / 134,6
19	2,42 / 0,80	0,21 / 0,73	1,01 / 2,60	1,59 / 1,22	112,7 / 136,2	118,5 / 157,5	132,8 / 146,8	153,8 / 139,4
20	2,42 / 0,17	1,18 / 0,96	0,91 / 0,14	1,30 / 1,48	110,0 / 61,5	124,5 / 117,7	111,1 / 120,5	146,2 / 146,1
21	1,55 / 0,30	0,76 / 0,12	2,27 / 3,66	5,56 / 0,80	144,5 / 112,7	149,4 / 121,8	126,2 / 149,8	163,6 / 144,5
Testserie 200 – Reduziertes Nahtvolumen								
22	1,29 / 0,04	1,84 / 0,27	4,17 / 2,48	- / -	144,0 / 96,4	132,5 / 138,6	121,1 / 127,8	182,6 / 182,0
23	0,40 / 0,79	0,26 / 0,55	1,68 / 3,85	10,1 / 5,01	83,0 / 128,9	85,5 / 148,2	148,1 / 118,2	167,3 / 165,0
24	1,33 / 0,78	0,31 / 0,86	1,17 / 0,39	- / 47,77	140,7 / 101,0	123,1 / 141,7	115,1 / 107,3	185,3 / 176,3
Testserie 201 – Umlaufende Kehlnaht								
25	0,45 / 1,62	0,19 / 1,10	2,84 / 1,02	2,44 / 3,04	96,8 / 151,1	126,7 / 145,0	138,5 / 147,9	157,3 / 143,7
26	0,33 / 1,84	0,97 / 1,02	1,62 / 2,75	0,25 / 0,84	131,9 / 146,4	140,1 / 141,8	143,4 / 156,9	137,5 / 138,5
27	1,64 / ?	0,32 / 1,24	2,49 / 5,69	1,89 / 9,29	132,0 / ?	99,4 / 123,9	144,4 / 153,2	145,6 / 160,5
Anmerkung: Eine Übersicht und Definition der Schweißnahtübergangswinkel und Kerbradien ist in Abb. A.7 dargestellt.								
^a Prüfkörper Nr. 10 wurde zu Demonstrationszwecken im Prüfgestell der MPA belassen.								

A.1.3 Bewertung

Spaltmaße. Abb. A.8 zeigt das planmäßig vorgesehene Spaltmaß g_L im Vergleich zu dem erforderlichen Spaltmaßbereich nach Gl. (5.1) bzw. [133] zusammen mit den gemessenen Spaltmaßen. Die einzelnen Werte wurden dabei nach den Ermüdungsversuchen an den aufgesägten Prüfkörpern abgegriffen. Es lässt sich gut erkennen, dass der Spalt zwischen den Streben für alle Prüfkörper im empfohlenen Bereich nach Gl. (5.1) liegt. Für die Prüfkörper der Testserie 200 (PK Nr. 25 - 27) musste der Spaltbereich vergrößert werden, da sich die Schweißnahtspur auf dem Gurt w_{Gurt} bei Kehlnähten entsprechend vergrößert. Der empfohlene Spaltbereich wurde jedoch auch in dieser Testserie eingehalten.

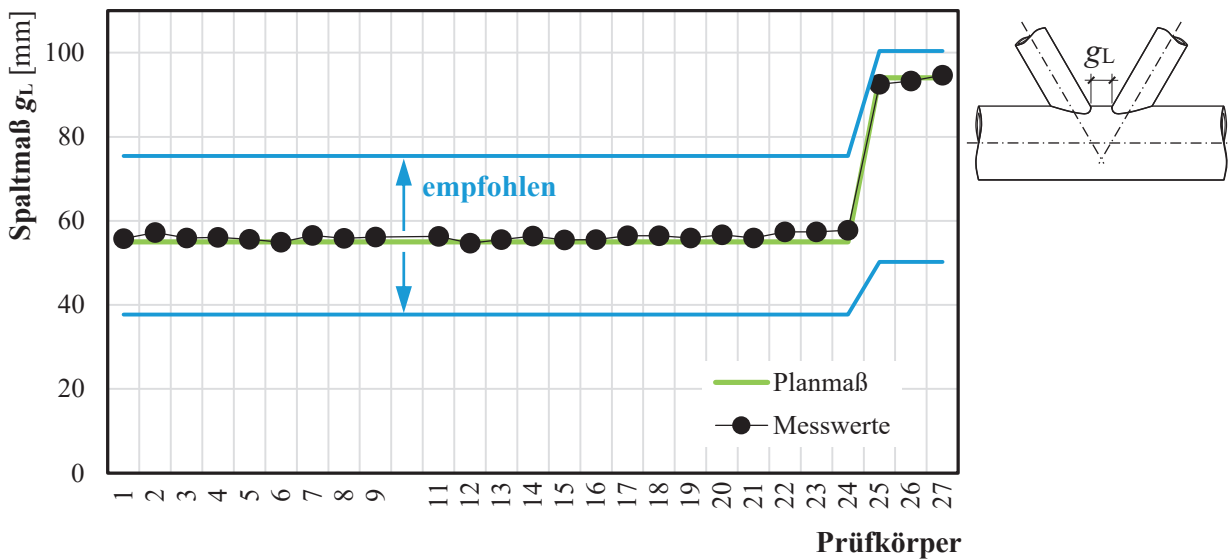


Abb. A.8: Spaltmaß g_L an den getesteten K-Knoten (Ausgenommen Prüfkörper Nr. 10, der zu Demonstrationszwecken im Prüfgerüst der MPA belassen wurde)

Toleranzen Hohlprofile. Die gemessenen geometrischen Abweichungen sind in Tab. A.4 angegeben bzw. zusammengestellt. Die Abweichungen betragen in den Außendurchmessern zwischen 0,2 und maximal 1,3 %. Die einzelnen Durchmesser konnten über den Umfang der Gurte und Streben, der mit einem Maßband bestimmt wurde, zurückgerechnet werden. Die Wanddicken wurden für alle Hohlprofile an vier Stellen über den Umfang gemessen. Die Abweichungen betragen hierfür zwischen minimal -2,9 und maximal 2,7 %. Die zulässigen Toleranzen nach DIN EN 10210-2 [49, Tabelle 2] sind somit eingehalten.

Tab. A.4: Profiltoleranzen der Hohlprofile in den Versuchen mit Strebennormalkraft

Nennmaße $d \times t$ [mm]	Gemessene Abweichung [mm]		Prozentuale Abweichung [%]	
	d	t	d	t
177,8 × 20	+0,5 / +1,1	-0,3 / +0,5	+0,3 / +0,6	-1,4 / +2,7
88,9 × 12,5	+0,2 / +1,2	-0,4 / +0,3	+0,3 / +1,3	-2,9 / +2,3

Schweißnahtspuren. Die gemessenen Schweißnahtspuren auf den Gurten und Streben an der Kronenspitze sind in den Abb. A.9 und Abb. A.10 den planmäßig vorgesehenen Soll- und Planmaßen gegenübergestellt. Insgesamt ist festzustellen, dass die geforderten Größen der Schweißnahtspuren größtenteils gut erreicht wurden. In Abb. A.9 ist die mit dem reduzierten Schweißnahtvolumen (Testserie 200 bzw. PK Nr. 22 - 24) einhergehende verringerte Schweißnahtspur gut zu erkennen, die auch gut an den Prüfkörpern gemessen werden konnte. Aus Abb. A.10 lässt sich außerdem erkennen, dass die durch die gefräste Schweißkantenvorbereitung der Testserie 103 (PK Nr. 16 - 21 mit Reststeg an der Kronenspitze) bedingten geringeren Schweißnahtspuren auf der Strebe ebenfalls gut getroffen bzw. übertroffen wurden. Zwei Prüfkörper der Testserie 201 (PK Nr. 25 und 26 mit umlaufender Kehlnaht) konnten jedoch den geforderten Wert nicht erreichen.

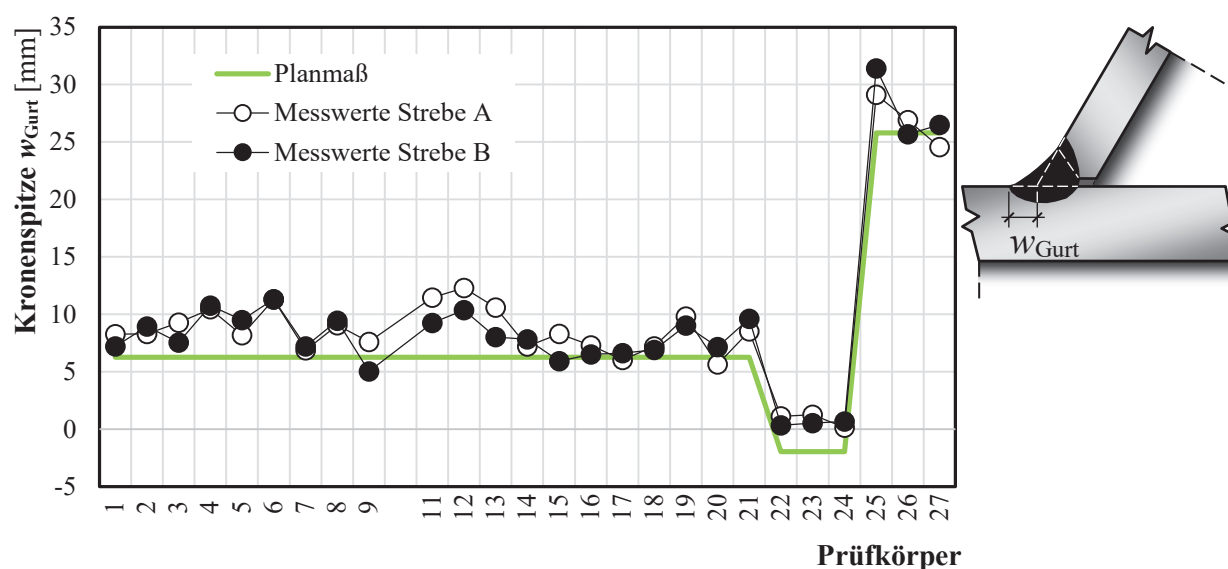


Abb. A.9: Schweißspur an der Kronenspitze auf dem Gurt w_{Gurt}

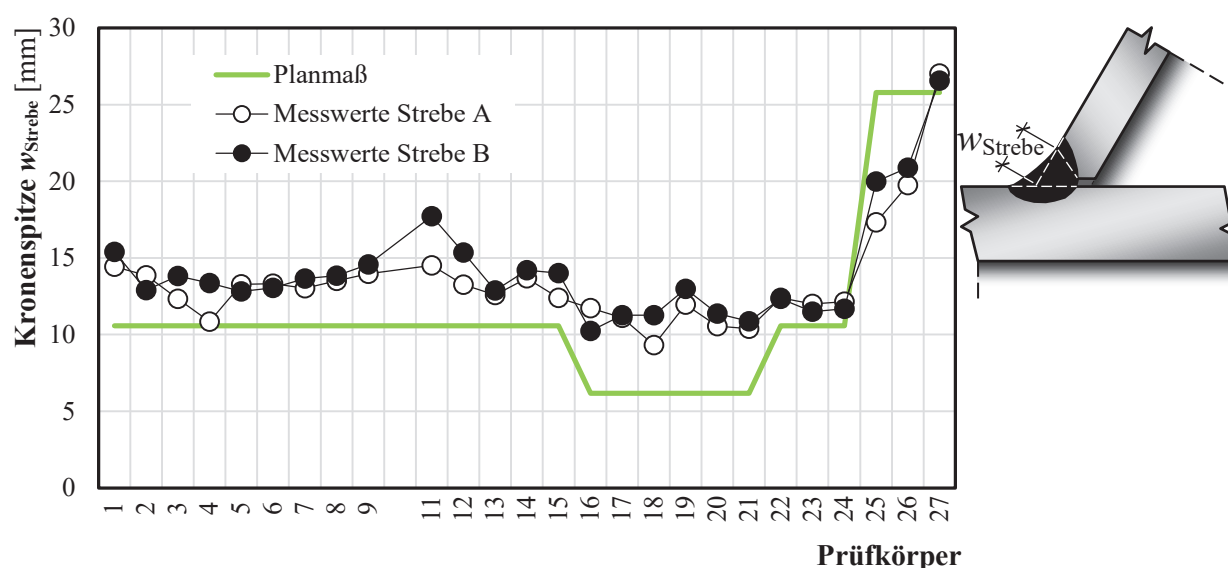


Abb. A.10: Schweißspur an der Kronenspitze auf der Strebe w_{Strebe}

Die gemessenen Schweißnahtspuren an den Kronenfersen können den Abb. A.11 und A.12 entnommen werden. Während für alle Prüfkörper die Schweißnahtspur auf der Strebe das Sollmaß mindestens erreichen konnte (Abb. A.12), lagen für mehrere Prüfkörper die Nahtspuren auf dem Gurt an jeweils nur einer Strebe unterhalb des Sollwertes (Abb. A.11).

Nahtdicken. Die Stumpfnähte an der Kronenspitze und die Kehlnähte an der Kronenferse erreichten größtenteils die geforderte Größe von $a = t_1 = 12,5 \text{ mm}$, Abb. A.13 und Abb. A.14. Vor allem die Nahtdicken an den Kronenfersen (Abb. A.14) lagen nah am geforderten Maß. In mehreren Fällen wurden die Sollmaße jedoch auch geringfügig unterschritten. Besonders hervorzuheben sind die Nahtdicken der Kehlnähte an der Kronenspitze der Testserie 201, siehe PK Nr. 25 - 27 in Abb. A.13. Hier wurden für alle Prüfkörper zu kleine Nahtdicken ausgeführt. Dies liegt vor allem daran, dass durch die großen geforderten Nahtdicken und den großen stumpfen Winkel

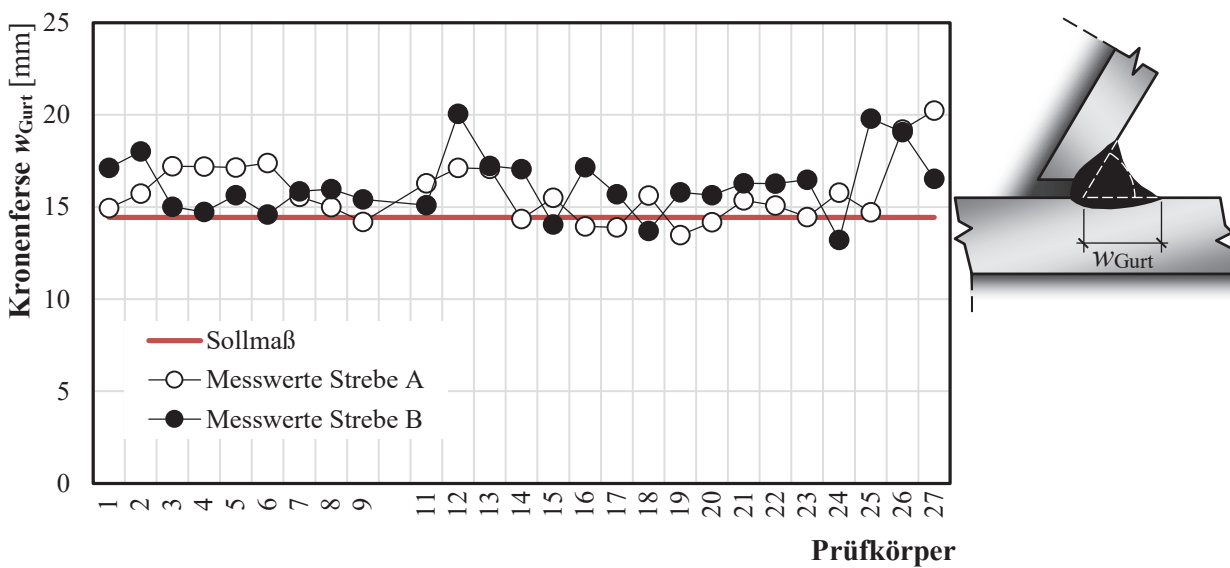


Abb. A.11: Schweißspur an der Kronenferse auf dem Gurt w_{Gurt}

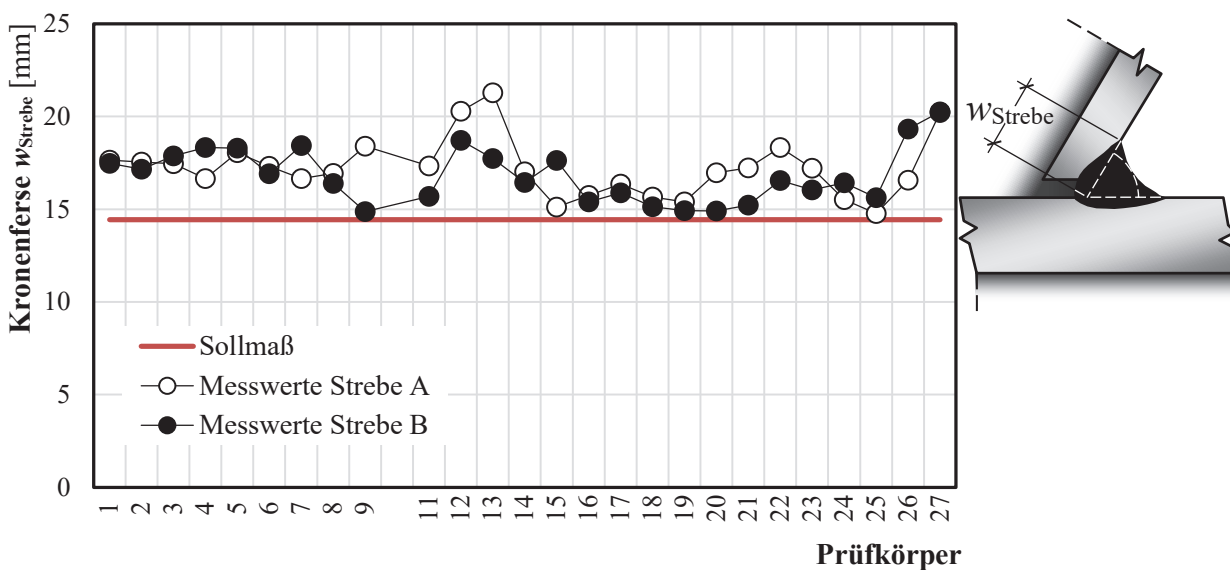


Abb. A.12: Schweißspur an der Kronenferse auf der Strebe w_{Strebe}

an der Kronenspitze die Wahrscheinlichkeit einer Unterschreitung des Sollmaßes zunimmt. Auch wird in diesem Bereich die Bestimmung der Nahtdicken unter Praxisbedingungen erschwert. In der Regel wurden die Wurzeln der Kehlnähte aber erfasst.

Auffällig sind außerdem auch die geringen planmäßigen Nahtdicken der Testserie 103 (PK Nr. 16 – 21 in Abb. A.13), die sich infolge des großen Reststeiges von 6 mm an der Kronenspitze ergeben. Die geforderten Nahtdicken wurden in diesem Fall gut erreicht. Die sich automatisch aus den geringeren Nahtvolumen ergebenden Nahtdicken der Testserie 200 (PK Nr. 22 – 24) lassen sich aus Abb. A.13 ebenfalls gut erkennen.

Einbrandtiefen und Reststege. Die Einbrandtiefen ($n < 0$) oder auch Reststege ($n > 0$) an den Nahtwurzelpunkten, sowie die Wurzelspalte s an Kronenferse und Kronenspitze werden in den folgenden vier Abbildungen mit den geforderten Werten verglichen.

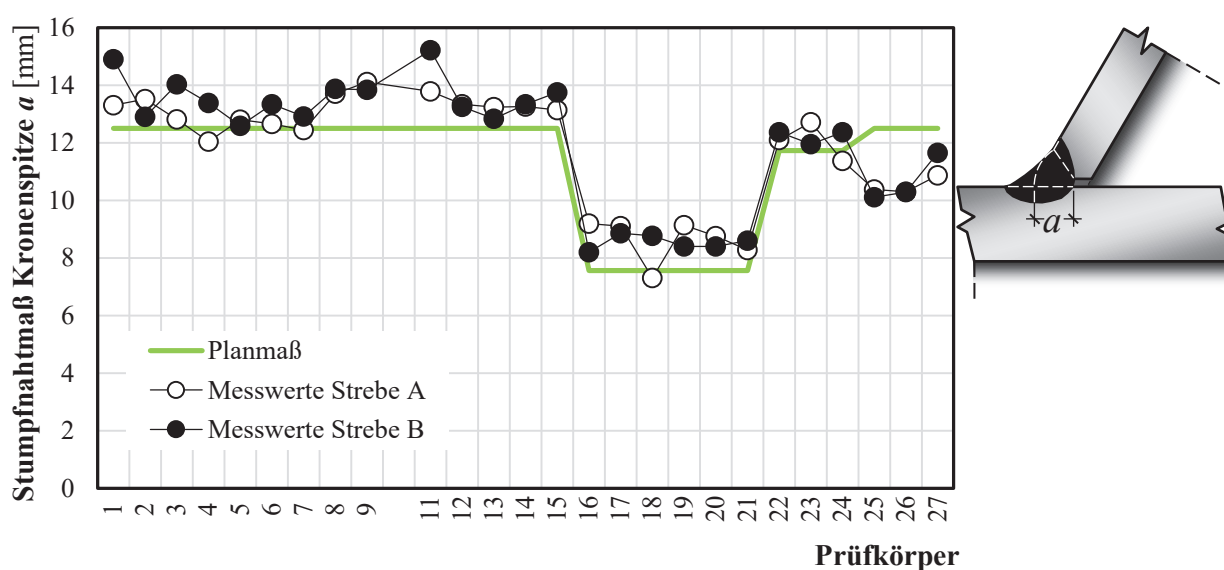


Abb. A.13: Schweißnahtgröße an der Kronenspitze

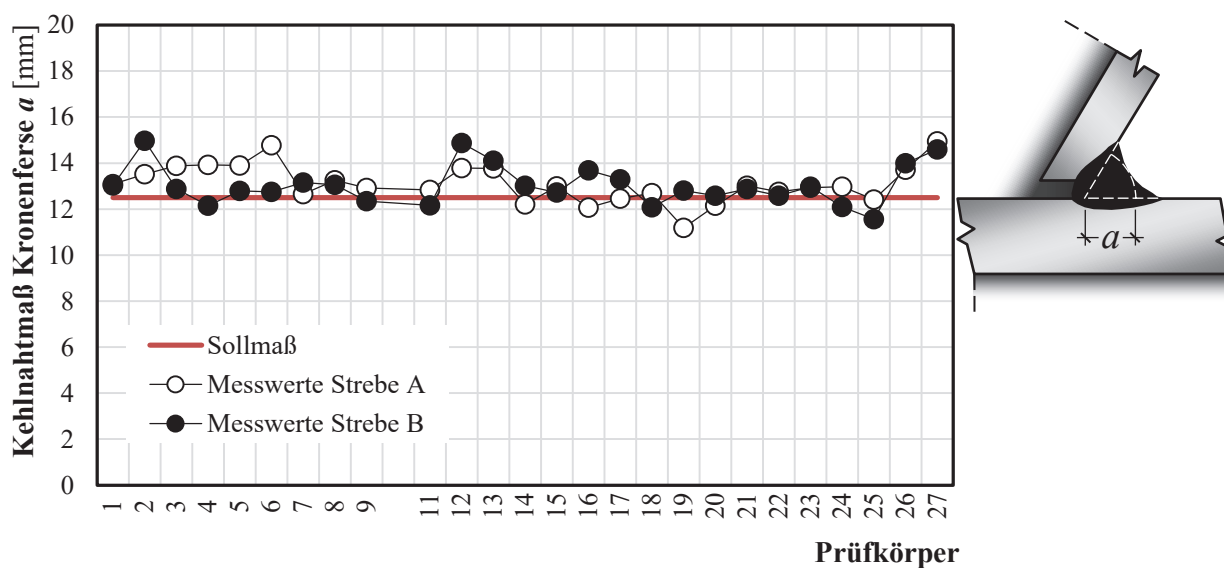


Abb. A.14: Schweißnahtgröße an der Kronenferse

Die Reststege und Einbrandtiefen an der Kronenspitze sind dazu in Abb. A.15 dargestellt. Wie gefordert, schwankten die Schweißnahtunregelmäßigkeiten um den Wert Null. Der mindestens geforderte Wert für die Reststege n von 6 mm der Testserie 103 wurde für alle Prüfkörper erreicht und zum Großteil auch überschritten. Für den Prüfkörper 22 der Testserie 200 konnte im Gegensatz dazu ein größerer Wurzeldurchhang von maximal 6,2 mm dokumentiert werden.

Die Einbrandtiefen und Wurzeldurchhänge an der Kronenferse sind in Abb. A.16 visualisiert. Besonders auffällig erscheinen die Werte für die Prüfkörper Nr. 3 - 15 der Testserien 101 und 102. Durch die in diesen Testserien untersuchten Wurzelspalte von 3 und 6 mm konnte Schweißgut verstärkt in den K-Knoten hineinlaufen. Ein Unterschied zwischen den Wurzeldurchhängen bei Wurzelspalten von 3 und 6 mm ist ebenfalls leicht erkennbar. Ein maximaler Wurzeldurchhang von -10,6 mm ergab sich hier für den Prüfkörper Nr. 14. Für alle anderen Prüfkörper schwankte

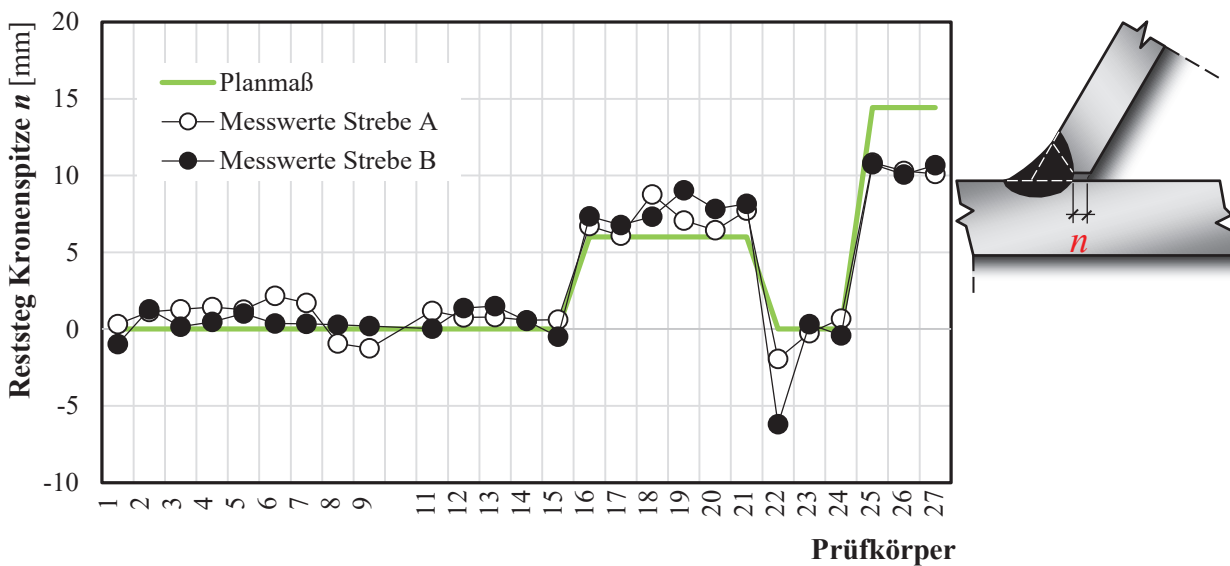


Abb. A.15: Einbrandtiefen bzw. Reststege n an der Kronenspitze

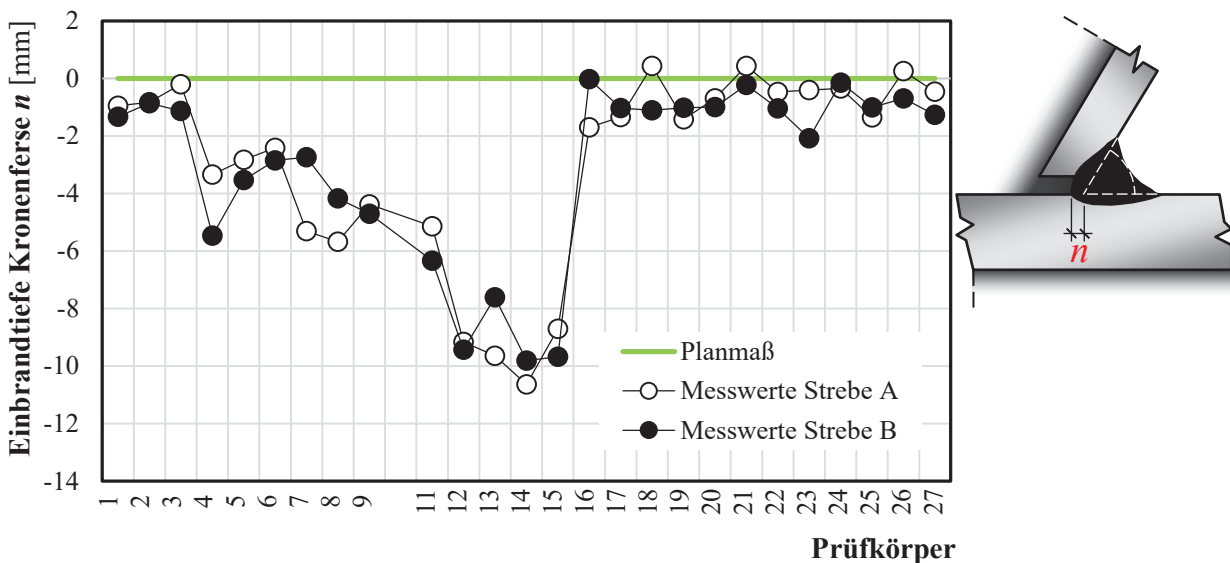


Abb. A.16: Einbrandtiefen bzw. Reststege n an der Kronenferse

der Wert n zwischen 0,4 und -2,1 mm.

Wurzelspalte. Die gemessenen Wurzelspalte sind in den zwei folgenden Abbildungen dargestellt. Aus Abb. A.17 wird ersichtlich, dass Wurzelspalte an den Kronenspitzen nur vereinzelt auftraten. Außerdem erkennt man aus Abb. A.18, dass die in den Testserien 101 und 102 untersuchten und planmäßig vorgesehenen Wurzelspalte an den Kronenfersen gut getroffen wurden.

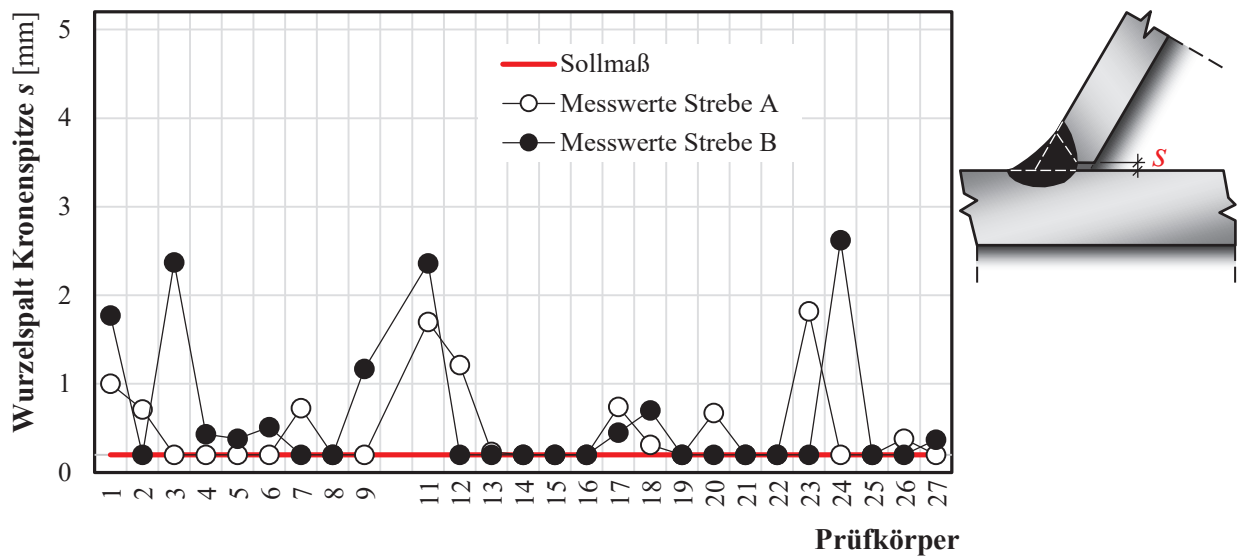


Abb. A.17: Wurzelspalte s an der Kronenspitze

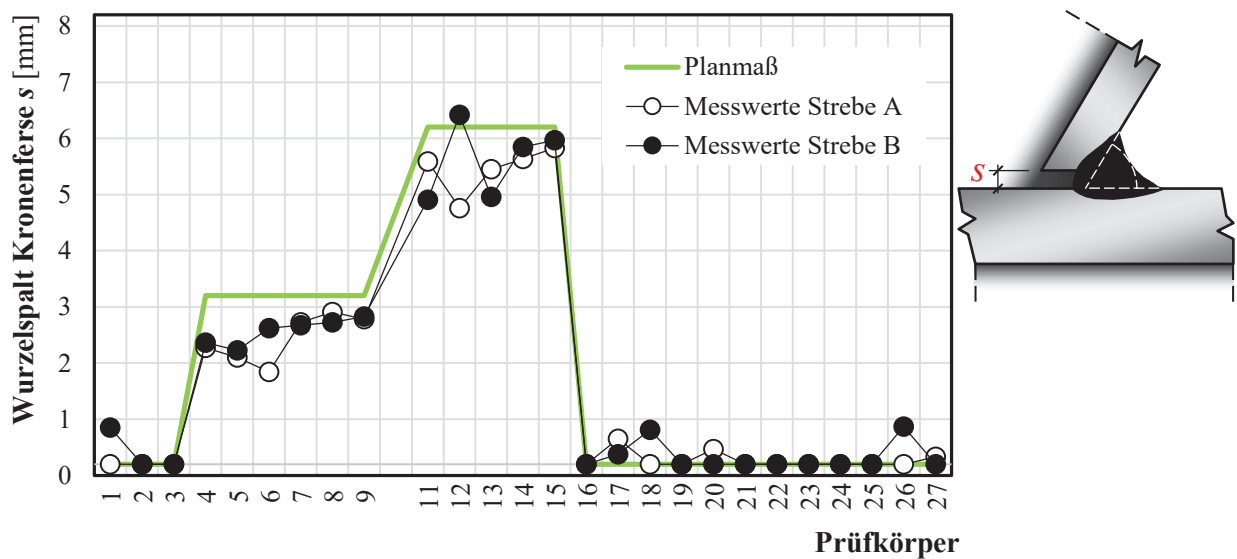


Abb. A.18: Wurzelspalte s an der Kronenferse

A.2 Gemessene Dehnungen in den statischen Vorversuchen

Tab. A.5: Gemessene **Strebendehnungen** in den statischen Versuchen der Testserien 100 bis 102 (jeweils auf der höchsten Laststufe)

Serie	Nr.	$F_{1,A}$ [kN]	DMS-Dehnungen in Strebe A [$\mu\text{m/m}$]							DMS-Dehnungen in Strebe B [$\mu\text{m/m}$]						
			A1	A2	A3	A4	ϵ_{ax}	ϵ_{ipb}	ϵ_{opb}	B1	B2	B3	B4	ϵ_{ax}	ϵ_{ipb}	ϵ_{opb}
100	1	-240	-391	-379	-354	-369	-373	18	5	374	395	370	350	372	-2	-23
		240	392	373	349	370	371	-21	-2	-360	-385	-379	-355	-370	-10	15
	2	-180	-278	-255	-259	-290	-271	9	-17	273	260	255	276	266	-9	8
		180	286	262	255	285	272	-16	12	-263	-264	-260	-269	-264	2	-3
	3	-300	-431	-447	-472	-467	-454	-21	-10	476	457	440	473	461	-18	8
		300	453	446	457	477	458	2	15	-455	-461	-445	-448	-452	5	6
101	4	-480	-729	-736	-741	-756	-741	-6	-10	763	750	741	758	753	-11	4
		480	756	754	759	791	765	1	18	-764	-804	-780	-743	-773	-8	31
	5	-420	-664	-655	-655	-686	-665	4	-15	678	654	638	688	665	-20	17
		420	663	654	664	692	668	0	19	-673	-670	-646	-673	-665	14	-2
	6	-318	-475	-485	-487	-500	-487	-6	-7	499	486	471	497	489	-14	6
		318	488	479	482	518	492	-3	20	-485	-486	-467	-478	-479	9	4
	7	-138	-200	-193	-199	-211	-201	1	-9	201	192	197	206	199	-2	7
		138	203	206	202	208	205	0	1	-197	-212	-200	-194	-201	-1	9
	8-2 ^a	-126	-181	-169	-183	-200	-183	-1	-15	168	172	177	177	173	5	2
		126	184	166	177	200	182	-3	17	-159	-174	-182	-171	-172	-12	-2
	9	-198	-312	-307	-287	-301	-302	13	3	303	321	295	284	301	-4	-18
		198	322	310	279	301	303	-21	-4	-296	-315	-298	-288	-299	-1	14
102	10	-378	-580	-568	-552	-578	-570	14	-5	597	600	578	592	591	-10	-4
		378	573	560	575	601	577	1	20	-589	-601	-577	-580	-587	6	11
	11	-126	-183	-193	-183	-180	-185	0	6	189	198	184	183	189	-2	-7
		126	177	194	190	180	185	7	-7	-186	-203	-185	-175	-187	1	14
	12-2 ^a	-180	-266	-272	-268	-272	-269	-1	0	253	262	259	254	257	3	-4
		180	266	289	269	258	271	2	-15	-253	-270	-259	-243	-256	-3	13
	13	-300	-452	-434	-447	-481	-454	3	-23	455	453	456	478	461	1	13
		300	463	470	452	458	461	-6	-6	-446	-472	-449	-440	-452	-1	16
14	-198	-295	-300	-287	-288	-293	4	6	294	302	294	292	296	0	-5	
	198	295	307	291	287	295	-2	-10	-283	-311	-303	-282	-295	-10	14	
15	-138	-198	-204	-216	^b	-206	-9	-2	198	200	201	^b	200	2	0	
	138	207	201	210	^b	206	1	5	-193	-205	-202	^b	-200	-4	5	

^a Dieser Versuch wurde bereits auf einem niedrigeren Lastniveau bis ca. 2 Mio. Schwingspiele ohne ersichtliche Ermüdungserscheinungen gefahren. Die Dehnungswerte sind nur für den hochgesetzten Versuch angegeben.

^b Diese DMS ist bei Transport oder auch Installation des Prüfkörpers beschädigt worden und ausgefallen.

Hinweise: Die Lage der DMS kann Abb. 5.7 entnommen werden. In der Tabelle besitzen Druckdehnungen und -kräfte ein negatives (–) und Zugdehnungen und -kräfte ein positives (+) Vorzeichen.

A.2 Gemessene Dehnungen in den statischen Vorversuchen

Tab. A.6: Gemessene **Strebendehnungen** in den statischen Versuchen der Testserien 103 bis 201 (jeweils auf der höchsten Laststufe), Fortsetzung von Tab. A.5

Serie	Nr.	$F_{1,A}$ [kN]	DMS-Dehnungen in Strebe A [$\mu\text{m/m}$]							DMS-Dehnungen in Strebe B [$\mu\text{m/m}$]						
			A1	A2	A3	A4	ϵ_{ax}	ϵ_{ipb}	ϵ_{opb}	B1	B2	B3	B4	ϵ_{ax}	ϵ_{ipb}	ϵ_{opb}
103	16	-126	-190	-196	-185	-185	-189	3	5	157	185	187	162	173	15	-12
		126	195	200	181	182	189	-7	-9	-152	-189	-196	-161	-175	-22	14
	17	-108	-164	-160	-148	-156	-157	8	2	147	159	144	133	146	-1	-13
		108	161	149	146	162	155	-7	7	-136	-151	-157	-144	-147	-10	4
	18	-126	-174	^b	-203	-190	-189	-14	-1	190	195	178	175	184	-6	-10
		126	181	^b	194	186	187	7	-1	-182	-196	-185	-174	-184	-2	11
19	-180	-265	-278	-273	-266	-271	-4	6	272	269	251	259	263	-10	-5	
	180	270	296	275	258	275	2	-19	-264	-274	-255	-251	-261	4	12	
20	-96	-141	-137	-130	-135	-136	6	1	140	135	125	133	133	-8	-1	
	96	145	158	133	124	140	-6	-17	-134	-138	-129	-128	-132	3	5	
21	-300	-494	-439	-401	-454	-447	46	-8	454	447	438	448	447	-8	0	
	300	502	471	409	437	454	-47	-17	-449	-450	-442	-443	-446	4	3	
200	22	-180	-274	-276	-264	-264	-270	5	6	272	273	268	273	271	-2	0
		180	280	294	266	255	274	-7	-19	-261	-280	-273	-260	-269	-6	10
	23	-240	-363	-377	-369	-357	-367	-3	10	372	402	345	329	362	-13	-37
240		416	380	320	358	369	-48	-11	-377	-395	-336	-332	-360	21	31	
24	-114	-163	-158	-159	-162	-160	2	-2	172	168	168	173	170	-2	2	
	114	163	155	159	167	161	-2	6	-164	-168	-170	-169	-168	-3	-1	
201	25	-126	-200	-162	-150	-182	-174	25	-10	211	177	139	168	174	-36	-5
		126	209	172	146	179	176	-32	4	-202	-180	-144	-159	-171	29	10
	26	-108	-154	-134	-129	-145	-140	12	-5	174	148	121	146	147	-27	-1
108		161	142	125	139	142	-18	-2	-192	-146	-103	-139	-145	44	3	
27	-240	-416	-367	-296	-340	-355	60	13	402	356	306	348	353	-48	-4	
	240	421	367	296	344	357	-62	-12	-393	-360	-311	-339	-351	41	11	

^a Dieser Versuch wurde bereits auf einem niedrigeren Lastniveau bis ca. 2 Mio. Schwingspiele ohne ersichtliche Ermüdungserscheinungen gefahren. Die Dehnungswerte sind nur für den hochgesetzten Versuch angegeben.

^b Diese DMS ist bei Transport oder auch Installation des Prüfkörpers beschädigt worden und ausgefallen.

Hinweise: Die Lage der DMS kann Abb. 5.7 entnommen werden. In der Tabelle besitzen Druckdehnungen und -kräfte ein negatives (-) und Zugdehnungen und -kräfte ein positives (+) Vorzeichen.

A.2 Gemessene Dehnungen in den statischen Vorversuchen

Tab. A.7: Gemessene **Gurtdehnungen** in den statischen Versuchen der Testserien 100 bis 102 (jeweils auf der höchsten Laststufe)

Serie	Nr.	$F_{1,A}$ [kN]	DMS-Dehnungen außerhalb des Knotens [$\mu\text{m/m}$]						... im Knoten [$\mu\text{m/m}$]				
			A10	A30	B10	B30	$ \varepsilon_{ax} $	$ \varepsilon_{ipb} $	G10A	G10B	G20	G30	G40
100	1	-240	14	132	-28	-113	72	51	-374	380	0	12	-20
		240	-20	-127	21	118	72	51	366	-380	-2	-6	20
	2	-180	5	104	-24	-77	53	38	-263	228	-2	16	6
		180	-4	-106	26	75	53	38	274	-215	0	-17	-8
	3	-300	38	142	-15	-161	89	63	-117	451	-9	-9	8
		300	-14	-167	38	134	88	62	155	-378	-4	-20	-9
101	4	-480	36	237	-46	-226	136	95	-686	804	29	15	8
		480	-41	-230	41	247	140	99	655	-930	-22	-2	-12
	5	-420	59	201	-23	-227	127	86	641	-571	7	^b	21
		420	-54	-209	24	224	128	89	-629	576	-15	^b	-12
	6	-318	31	160	-22	-169	95	69	-408	492	6	^b	1
		318	-23	-165	29	155	93	67	444	-459	0	^b	-11
	7	-138	17	65	-8	-68	40	27	-177	227	-1	-1	12
		138	-13	-72	9	63	39	28	184	-230	-8	-5	-7
	8-2 ^a	-126	-6	81	-24	-40	35	26	-243	140	5	24	9
		126	7	-84	24	37	35	26	250	-128	-6	-27	-13
	9	-198	20	104	-13	-102	60	43	-372	313	-1	0	-1
		198	-8	-122	19	89	59	46	401	-289	-9	-17	-1
102	10	-378	45	181	-15	-207	112	82	-475	580	28	-14	2
		378	-25	-201	32	190	112	84	505	-542	-23	-9	-6
	11	-126	14	59	-6	-68	37	27	-157	202	-8	-5	-1
		126	-10	-62	7	66	36	28	150	-210	7	3	4
	12-2 ^a	-180	-2	108	-31	-68	51	37	-232	187	-7	24	4
		180	6	-116	36	61	52	37	244	-175	0	-32	-1
	13	-300	36	149	-21	-157	91	62	-417	429	-10	-5	5
		300	-15	-167	41	137	90	62	463	-382	9	-17	-6
	14	-198	25	96	-9	-104	58	42	-331	305	-10	-3	2
		198	-16	-112	16	92	59	43	353	-284	5	-12	-8
15	-138	-6	90	-28	-46	39	28	-253	176	-3	26	8	
	138	12	-97	36	38	40	28	273	-158	3	-34	-11	

^a Dieser Versuch wurde bereits auf einem niedrigeren Lastniveau bis ca. 2 Mio. Schwingspiele ohne ersichtliche Ermüdungserscheinungen gefahren. Die Dehnungswerte sind nur für den hochgesetzten Versuch angegeben.

^b Diese DMS ist bei Transport oder auch Installation des Prüfkörpers beschädigt worden und ausgefallen.

^c Diese DMS wurde durch mehrere kleinere DMS zur Bestimmung der Strukturdehnungen ersetzt.
Hinweise: Die Lage der DMS kann Abb. 5.7 entnommen werden. In der Tabelle besitzen Druckdehnungen und -kräfte ein negatives (–) und Zugdehnungen und -kräfte ein positives (+) Vorzeichen.

Tab. A.8: Gemessene **Gurtdehnungen** in den statischen Versuchen der Testserien 103 bis 201 (jeweils auf der höchsten Laststufe), Fortsetzung von Tab. A.7

Serie	Nr.	$F_{I,A}$ [kN]	DMS-Dehnungen außerhalb des Knotens [$\mu\text{m/m}$]						... im Knoten [$\mu\text{m/m}$]				
			A10	A30	B10	B30	$ \varepsilon_{ax} $	$ \varepsilon_{ipb} $	G10A	G10B	G20	G30	G40
103	16	-126	-18	95	-38	-26	35	31	-254	137	-1	40	4
		126	17	-95	37	27	35	30	261	-132	1	-40	-9
	17	-108	-3	61	-20	-40	29	21	-220	156	3	13	-4
		108	5	-72	20	32	30	22	227	-142	-9	-23	-1
	18	-126	0	76	-19	-51	36	27	-206	181	7	15	-8
		126	-4	-71	14	55	36	27	187	-181	-4	-9	1
19	-180	3	102	-27	-76	52	37	-307	226	-13	15	4	
	180	8	-114	36	67	52	38	337	-196	6	-28	-2	
20	-96	4	54	-11	-38	27	20	-157	131	-1	10	6	
	96	6	-65	18	31	27	21	179	-111	-5	-19	-3	
21	-300	20	161	-31	-143	89	63	^c	-928	-6	9	33	
	300	-1	-180	41	135	89	68	^c	928	-2	-25	-27	
200	22	-180	22	89	-9	-92	53	37	-322	330	-5	-1	26
		180	-13	-99	16	84	53	39	342	-308	0	-9	-26
	23	-240	16	130	-22	-115	71	52	-392	401	-5	9	25
240		-3	-147	27	107	71	56	431	-406	-7	-21	-31	
24	-114	20	40	1	-69	32	22	-224	^c	-4	-17	-1	
	114	-13	-50	6	59	32	22	244	^c	5	5	-6	
201	25	-126	-4	74	10	-71	33	40	-113	112	-4	1	3
		126	14	-87	1	30	26	32	147	-80	0	-17	-9
	26	-108	13	45	25	-75	27	33	-42	140	-4	-18	7
		108	-8	-54	-15	64	28	31	64	-124	-1	6	-7
	27	-240	-13	158	13	-143	69	82	-320	^c	-16	9	19
240		17	-162	-9	139	69	81	339	^c	12	-14	-21	

^a Dieser Versuch wurde bereits auf einem niedrigeren Lastniveau bis ca. 2 Mio. Schwingspiele ohne ersichtliche Ermüdungserscheinungen gefahren. Die Dehnungswerte sind nur für den hochgesetzten Versuch angegeben.

^b Diese DMS ist bei Transport oder auch Installation des Prüfkörpers beschädigt worden und ausgefallen.

^c Diese DMS wurde durch mehrere kleinere DMS zur Bestimmung der Strukturdehnungen ersetzt.
Hinweise: Die Lage der DMS kann Abb. 5.7 entnommen werden. In der Tabelle besitzen Druckdehnungen und -kräfte ein negatives (–) und Zugdehnungen und -kräfte ein positives (+) Vorzeichen.

A.3 Gemessene Dehnungen zur Strukturdehnungsbestimmung

Die gemessenen Abstände zwischen den einzelnen DMS sind in Tab. A.9 aufgelistet. Die gemessenen Dehnungswerte sind hierzu in den Tabellen A.10 bis A.17 zusammengestellt. Ein Überblick zur Lage und Bezeichnung der DMS ist in Abb. A.19 gegeben.

Tab. A.9: Gemessene Abstände zu den Schweißnahtübergängen und zwischen den DMS für die Bestimmung der SNCF-Werte

Nr. ^c	Abstände ^{a,b} [mm]															
	g _{FG1}	g _{FG2}	g _{FG3}	g _{FG4}	g _{SG1}	g _{SG2}	g _{SG3}	g _{SG4}	g _{FS1}	g _{FS2}	g _{FS3}	g _{FS4}	g _{SS1}	g _{SS2}	g _{SS3}	g _{SS4}
10	3,83	5,11	5,02	4,39	–	–	–	–	3,93	4,53	4,46	4,71	–	–	–	–
21	–	–	–	–	4,10	5,63	5,11	5,27	–	–	–	–	4,65	5,29	5,49	5,42
24	–	–	–	–	4,16	4,90	4,39	5,93	–	–	–	–	17,79 ^d	4,43	5,34	5,17
27	–	–	–	–	3,85	5,28	5,43	5,67	–	–	–	–	4,77	3,98	5,18	5,14

^a Siehe Abb. A.19 für die Definitionen der Abstände.

^b FG = Kronenferse Gurt, SG = Kronenspitze Gurt, FS = Kronenferse Strebe, SS = Kronenspitze Strebe.

^c Bei den Prüfkörpern 10 und 21 wurden die DMS an der Strebe A appliziert. Bei den Prüfkörpern 24 und 27 befanden sich die DMS an den Schweißnahtübergängen der Strebe B.

^d Bei Prüfkörper 24 war aufgrund des reduzierten Schweißnahtvolumens der Nahtübergang zur Strebe nicht mehr eindeutig identifizierbar.

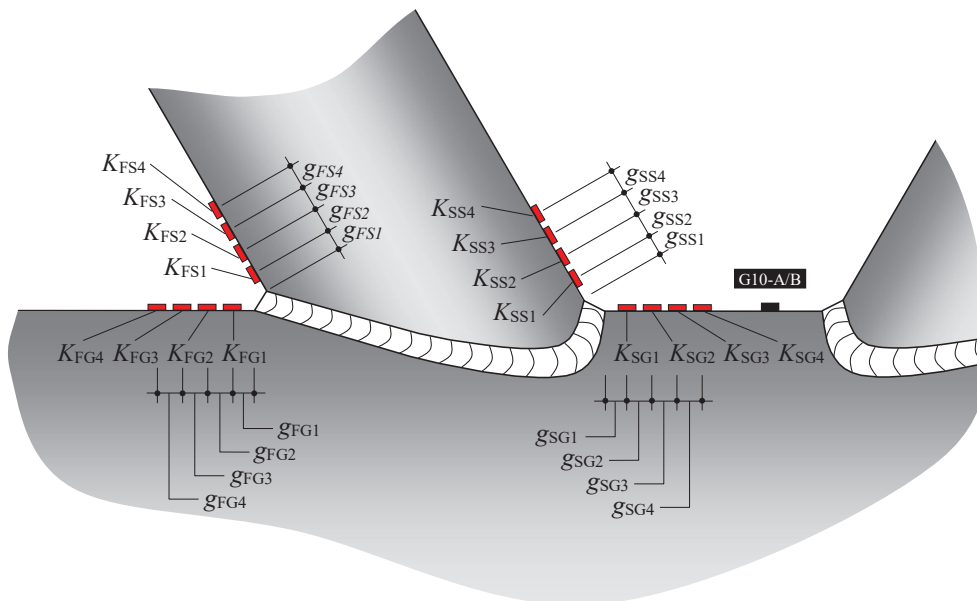
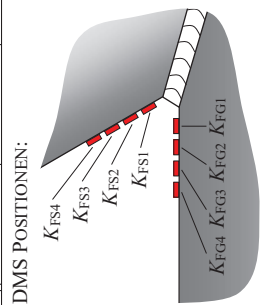


Abb. A.19: Bezeichnung und Lage der DMS im verdichteten DMS-Netz und Definition der DMS-Abstände

Tab. A.10: Ermittlung der Strukturdehnungen ϵ_{HS} an der Kronenferse für Prüfkörper Nr. 10

Stufe	Prüfkräfte [kN]			DMS auf der Strebe ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{HS,br}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]		SNCF _{br} [-]	DMS auf dem Gurt ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{HS,ch}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$\epsilon_{ch,ax}$	SNCF _{ch} [-]
	F_0	$F_{1,A}$	$F_{1,B}$	K_{FS4}	K_{FS3}	K_{FS2}	K_{FS1}	$\epsilon_{HS,br}$	$\epsilon_{br,ax}$		K_{FG1}	K_{FG2}	K_{FG3}	K_{FG4}	$\epsilon_{HS,ch}$		
1	-63	126	-126	196	201	239	255	276	183	1,50	41	19	9	3	42	36	0,23
2	63	-126	126	-181	-185	-221	-235	-253	-181	1,40	-17	0	8	13	-18	36	0,10
3	-126	252	-252	395	407	482	515	556	380	1,46	85	41	21	8	88	74	0,23
4	126	-252	252	-375	-384	-457	-485	-524	-376	1,39	-56	-17	0	11	-58	74	0,15
5	-189	378	-378	596	613	726	777	838	577	1,45	139	70	41	21	142	112	0,25
6	-151,4	302,6	-302,5	474	488	578	618	667	458	1,46	107	53	30	14	111	89	0,24
7	189	-378	378	-571	-585	-696	-738	-796	-570	1,40	-96	-35	-8	9	-99	112	0,17
8	151,0	-302,6	302,5	-451	-461	-549	-582	-628	-454	1,38	-71	-24	-3	10	-74	89	0,16
9	-157,7	315	-315	495	509	603	645	696	478	1,46	113	56	32	16	116	93	0,24
10	-126	252	-252	395	407	482	516	557	380	1,46	90	45	25	12	92	74	0,24
11	157,3	-315	315	-471	-481	-572	-608	-655	-473	1,39	-73	-25	-3	11	-76	93	0,16
12	126	-252	252	-373	-381	-453	-481	-519	-376	1,38	-54	-16	1	12	-56	74	0,15
13	-79	158	-158	245	252	299	320	346	232	1,49	53	26	13	5	55	46	0,24
14	-63	126	-126	195	200	238	254	275	182	1,51	37	17	7	1	39	36	0,21
15	78,5	-157,6	157,5	-229	-234	-279	-295	-318	-229	1,39	-16	4	16	20	-17	46	0,07
16	63	-126	126	-181	-184	-220	-232	-251	-183	1,37	-20	-3	6	10	-21	36	0,11
17	378	0	0	-3	-2	-1	3	4	-9	0,02	259	216	226	206	254	174	1,46
18	-378	0	0	5	5	4	1	-1	8	0,003	-262	-218	-228	-208	-256	175	1,46



DMS POSITIONEN:

$\epsilon_{br,ax}$ und $\epsilon_{ch,ax}$ nach Tab. A.11. SNCF_{br} = Dehnungskonzentrationsfaktor auf der Strebe; SNCF_{ch} = Dehnungskonzentrationsfaktor auf dem Gurt.

Tab. A.11: Ermittlung der Nenndehnungen für Prüfkörper Nr. 10

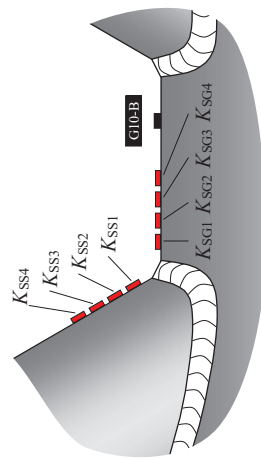
Stufe	Prüfkräfte [kN]			DMS auf der Strebe A ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{br,ax,A}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DMS auf der Strebe B ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{br,ax,B}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DMS auf dem Gurt ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{ch,ax}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
	F_0	$F_{1,A}$	$F_{1,B}$	A1	A2	A3	A4		B1	B2	B3	B4		A10	A30	B10	B30	
1	-63	126	-126	178	163	188	205	183	-190	-191	-184	-188	-188	-11	-63	8	61	36
2	63	-126	126	-183	-171	-177	-192	-181	191	193	185	189	190	22	52	2	-71	36
3	-126	252	-252	375	360	380	404	380	-391	-397	-380	-385	-388	-21	-129	17	129	74
4	126	-252	252	-382	-368	-365	-387	-376	393	397	381	389	390	34	117	-6	-139	74
5	-189	378	-378	573	560	575	601	577	-589	-601	-577	-580	-587	-25	-201	32	190	112
6	-151,4	302,6	-302,5	454	440	456	482	458	-468	-477	-460	-462	-467	-22	-160	24	151	89
7	189	-378	378	-580	-568	-552	-578	-570	597	600	578	592	591	45	181	-15	-207	112
8	151,0	-302,6	302,5	-463	-447	-439	-466	-454	474	479	461	470	471	38	143	-11	-166	89
9	-157,7	315	-315	474	462	478	500	478	-488	-498	-479	-482	-487	-22	-167	25	158	93
10	-126	252	-252	375	362	381	402	380	-388	-396	-381	-383	-387	-18	-133	20	125	74
11	157,3	-315	315	-482	-467	-458	-484	-473	494	498	480	491	491	40	149	-11	-174	93
12	126	-252	252	-384	-366	-364	-390	-376	393	398	382	389	390	34	116	-7	-140	74
13	-79	158	-158	225	213	237	254	232	-239	-243	-233	-237	-238	-14	-82	11	76	46
14	-63	126	-126	176	164	188	202	182	-190	-191	-184	-189	-188	-13	-62	6	63	36
15	78,5	-157,6	157,5	-232	-218	-223	-242	-229	244	247	237	242	243	30	61	5	-96	46
16	63	-126	126	-186	-172	-178	-195	-183	191	194	188	190	191	20	56	0	-69	36
17	378	0	0	-31	-12	10	-3	-9	33	5	-17	20	10	179	173	170	176	174
18	-378	0	0	29	3	-8	10	8	-32	-7	15	-18	-11	-181	-172	-171	-176	175

$\epsilon_{br,ax}$ = mittlere Strebendehnung; $\epsilon_{ch,ax}$ = mittlere Gurtdehnung

Tab. A.12: Ermittlung der Strukturdehnungen ϵ_{HS} an der Kronenfertse für Prüfkörper Nr. 21

Stufe	Prüfkraft [kN]			DMS auf der Strebe ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{HS,br}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]		$SNCF_{br}$ [-]	DMS auf dem Gurt ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{HS,ch}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]		$SNCF_{ch}$ [-]
	F_0	$F_{1,A}$	$F_{1,B}$	K_{SS4}	K_{SS3}	K_{SS2}	K_{SS1}	$\epsilon_{HS,br}$	$\epsilon_{br,ax}$		K_{SG1}	K_{SG2}	K_{SG3}	K_{SG4}	$\epsilon_{ch,ax}$	$\epsilon_{ch,ax}$	
1	-50	100	-100	178	200	245	313	360	148	2,43	217	150	85	43	256	28	1,73
2	50	-100	100	-174	-195	-237	-302	-347	-143	2,42	-191	-127	-65	-21	-231	28	1,61
3	-100	200	-200	346	389	477	613	706	302	2,34	400	267	140	53	479	59	1,59
4	100	-200	200	-351	-395	-482	-615	-706	-294	2,40	-372	-239	-114	-22	-452	59	1,54
5	-150	300	-300	512	577	710	913	1052	456	2,31	580	377	192	58	697	90	1,53
6	150	-300	300	-495	-553	-666	-858	-983	-450	2,19	-478	-308	-145	-11	-591	90	1,31
7	-166	0	0	15	14	12	9	6	5	0,09	-92	-96	-87	-96	-91	73	1,24
8	166	0	0	-15	-14	-12	-8	-6	-6	0,09	92	96	87	97	91	73	1,25
9	-332	0	0	30	27	22	13	8	7	0,05	-190	-197	-178	-196	-189	151	1,25
10	332	0	0	-28	-25	-20	-11	-6	-7	0,04	193	198	178	197	191	151	1,26
11	-188	375	-375	649	730	898	1152	1326	572	2,32	725	469	233	62	875	113	1,53
12	187	-375	375	-641	-722	-886	-1135	-1306	-564	2,31	-681	-430	-199	-25	-832	112	1,47
13	-150	300	-300	521	586	721	925	1065	454	2,34	587	382	192	56	706	89	1,55
14	150	-300	300	-516	-581	-712	-911	-1047	-447	2,34	-550	-348	-163	-25	-669	89	1,50

DMS POSITIONEN:



$\epsilon_{br,ax}$ und $\epsilon_{ch,ax}$ nach Tab. A.13. $SNCF_{br}$ = Dehnungskonzentrationsfaktor auf der Strebe; $SNCF_{ch}$ = Dehnungskonzentrationsfaktor auf dem Gurt.

Tab. A.13: Ermittlung der Nenndehnungen für Prüfkörper Nr. 21

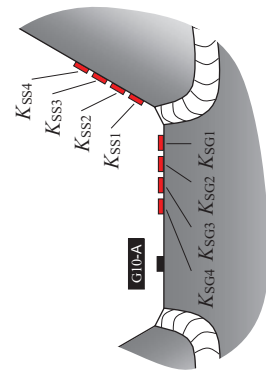
Stufe	Prüfkräfte [kN]			DMS auf der Strebe A ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{br,ax,A}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DMS auf der Strebe B ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{br,ax,B}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DMS auf dem Gurt ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{ch,ax}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
	F_0	$F_{1,A}$	$F_{1,B}$	A1	A2	A3	A4		B1	B2	B3	B4		A10	A30	B10	B30	
1	-50	100	-100	172	157	125	138	148	-141	-139	-138	-141	-140	12	-69	23	34	28
2	50	-100	100	-165	-142	-122	-144	-143	144	136	135	143	140	0	56	-16	-41	28
3	-100	200	-200	334	316	270	288	302	-292	-293	-291	-292	-292	6	-128	34	80	59
4	100	-200	200	-336	-290	-254	-297	-294	303	290	284	297	294	10	111	-23	-92	59
5	-150	300	-300	493	471	419	441	456	-444	-448	-446	-444	-445	-3	-180	43	133	90
6	150	-300	300	-485	-444	-415	-455	-450	456	452	452	461	455	38	145	-15	-163	90
7	-166	0	0	11	6	1	1	5	-14	-7	1	-11	-8	-79	-70	-73	-71	73
8	166	0	0	-11	-8	-3	-1	-6	13	8	1	11	8	79	69	73	71	73
9	-332	0	0	21	11	-2	-4	7	-26	-9	6	-22	-13	-162	-144	-150	-148	151
10	332	0	0	-19	-11	-1	2	-7	25	11	-5	20	13	163	144	149	150	151
11	-188	375	-375	625	586	519	558	572	-564	-567	-558	-557	-562	-7	-220	49	175	113
12	187	-375	375	-614	-554	-515	-575	-564	570	564	555	564	563	26	201	-40	-182	112
13	-150	300	-300	502	471	409	437	454	-449	-450	-442	-443	-446	-1	-180	41	135	89
14	150	-300	300	-494	-439	-401	-454	-447	454	447	438	448	447	20	161	-31	-143	89

$\epsilon_{br,ax}$ = mittlere Strebendehnung; $\epsilon_{ch,ax}$ = mittlere Gurtdehnung

Tab. A.14: Ermittlung der Strukturdehnungen ϵ_{HS} an der Kronenferse für Prüfkörper Nr. 24

Stufe	Prüfkräfte [kN]				DMS auf der Strebe ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{HS,br}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]		$\epsilon_{br,ax}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$SNCF_{br}$ [--]	DMS auf dem Gurt ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{HS,ch}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$\epsilon_{ch,ax}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$SNCF_{ch}$ [--]
	F_0	$F_{1,A}$	$F_{1,B}$		K_{SS4}	K_{SS3}	K_{SS2}	K_{SS1}					K_{SG1}	K_{SG2}	K_{SG3}	K_{SG4}			
1	-19	38	-38		-48	-30	-45	-46	-164	-51	3,22	-91	-67	-45	-33	-101	9	1,97	
2	19	-38	38		47	30	44	45	157	51	3,08	97	72	50	38	107	9	2,10	
3	-38	76	-76		-101	-63	-95	-97	-348	-109	3,19	-172	-121	-77	-51	-193	20	1,77	
4	38	-76	76		104	65	98	99	353	111	3,18	193	140	93	67	215	21	1,93	
5	-57	114	-114		-153	-96	-145	-147	-528	-168	3,15	-253	-176	-109	-69	-285	32	1,70	
6	-45,8	91,3	-91,3		-119	-74	-113	-115	-420	-131	3,21	-206	-144	-90	-59	-232	25	1,77	
7	57	-114	114		158	99	149	151	545	170	3,21	278	198	126	86	311	32	1,83	
8	-45,8	91,3	-91,3		-120	-75	-114	-116	-416	-132	3,15	-203	-142	-89	-58	-228	25	1,73	
9	-47,7	95	-95		-125	-78	-119	-120	-433	-137	3,15	-213	-149	-94	-61	-239	26	1,74	
10	45,4	-91,3	91,2		126	80	119	121	428	135	3,17	228	165	108	77	255	25	1,89	
11	-38	76	-76		-101	-64	-96	-97	-345	-109	3,16	-173	-123	-78	-53	-193	21	1,77	
12	47,3	-95	95		131	83	124	125	445	140	3,17	237	171	111	79	264	26	1,88	
13	38	-76	76		103	65	97	99	350	110	3,18	193	141	93	68	215	20	1,94	
14	-24,0	47,5	-47,5		-59	-37	-56	-57	-204	-63	3,25	-108	-78	-51	-38	-119	12	1,90	
15	-19	38	-38		-46	-29	-44	-44	-159	-49	3,27	-86	-62	-41	-30	-95	9	1,95	
16	23,6	-47,6	47,5		61	38	57	58	207	65	3,17	120	89	61	46	133	12	2,04	
17	19	-38	38		47	30	44	45	159	50	3,19	94	70	48	37	104	9	2,09	
18	114	0	0		7	4	7	7	27	6	0,57	73	66	57	56	75	48	1,58	
19	-114	0	0		-7	-4	-6	-7	-26	-5	0,55	-74	-67	-58	-58	-76	48	1,58	
20	-57	114	-114		-152	-95	-144	-146	-527	-167	3,16	-251	-175	-108	-68	-283	32	1,70	

DMS POSITIONEN:



$\epsilon_{br,ax}$ und $\epsilon_{ch,ax}$ nach Tab. A.15. $SNCF_{br}$ = Dehnungskonzentrationsfaktor auf der Strebe; $SNCF_{ch}$ = Dehnungskonzentrationsfaktor auf dem Gurt.

A.3 Gemessene Dehnungen zur Strukturdehnungsbestimmung

Tab. A.15: Ermittlung der Nenndehnungen für Prüfkörper Nr. 24

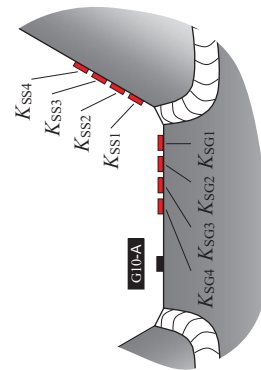
Stufe	Prüfkräfte [kN]			DMS auf der Strebe A ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{br,ax,A}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DMS auf der Strebe B ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{br,ax,B}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DMS auf dem Gurt ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{ch,ax}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
	F_0	$F_{1,A}$	$F_{1,B}$	A1	A2	A3	A4		B1	B2	B3	B4		A10	A30	B10	B30	
1	-19	38	-38	45	41	44	49	45	-53	-50	-49	-52	-51	-11	-6	-5	25	9
2	19	-38	38	-46	-43	-43	-44	-44	53	44	48	58	51	13	2	7	-30	9
3	-38	76	-76	104	97	101	108	102	-109	-108	-108	-110	-109	-12	-28	0	42	20
4	38	-76	76	-102	-98	-99	-101	-100	114	108	108	115	111	20	19	8	-51	21
5	-57	114	-114	163	155	159	167	161	-164	-168	-170	-169	-168	-13	-50	6	59	32
6	-45,8	91,3	-91,3	132	126	128	134	130	-129	-129	-132	-133	-131	-11	-33	3	53	25
7	57	-114	114	-163	-158	-159	-162	-160	172	168	168	173	170	20	40	1	-69	32
8	-45,8	91,3	-91,3	128	121	123	131	126	-130	-131	-133	-134	-132	-13	-38	2	48	25
9	-47,7	95	-95	133	127	129	134	131	-135	-136	-139	-140	-137	-13	-38	3	50	26
10	45,4	-91,3	91,2	-124	-119	-120	-123	-122	138	132	132	139	135	22	29	7	-57	25
11	-38	76	-76	100	94	97	103	99	-109	-109	-109	-111	-109	-15	-31	-2	39	21
12	47,3	-95	95	-132	-126	-127	-130	-129	143	137	137	145	140	21	29	6	-60	26
13	38	-76	76	-101	-97	-98	-100	-99	113	107	107	115	110	21	19	8	-50	20
14	-24,0	47,5	-47,5	58	54	56	61	57	-65	-62	-61	-64	-63	-11	-12	-4	28	12
15	-19	38	-38	45	41	43	47	44	-50	-47	-47	-50	-49	-9	-7	-4	23	9
16	23,6	-47,6	47,5	-58	-54	-54	-56	-55	68	62	62	69	65	16	7	9	-33	12
17	19	-38	38	-44	-42	-41	-43	-43	52	46	47	53	50	13	4	7	-26	9
18	114	0	0	-11	-8	0	0	-5	11	4	0	8	6	48	50	46	47	48
19	-114	0	0	11	6	-1	2	5	-11	-4	1	-7	-5	-49	-49	-47	-47	48
20	-57	114	-114	163	156	158	165	160	-164	-166	-169	-168	-167	-12	-50	6	59	32

$\epsilon_{br,ax}$ = mittlere Strebendehnung; $\epsilon_{ch,ax}$ = mittlere Gurtdehnung

Tab. A.16: Ermittlung der Strukturdehnungen ϵ_{HS} an der Kronenferse für Prüfkörper Nr. 27

Stufe	Prüfkräfte [kN]			DMS auf der Strebe ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{HS,br}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]		$\epsilon_{br,ax}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$SNCF_{br}$ [-]	DMS auf dem Gurt ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{HS,ch}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$\epsilon_{ch,ax}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$SNCF_{ch}$ [-]
	F_0	$F_{1,A}$	$F_{1,B}$	K_{SS4}	K_{SS3}	K_{SS2}	K_{SS1}	K_{SS1}	K_{SS1}			K_{SG1}	K_{SG2}	K_{SG3}	K_{SG4}			
1	-40	80	-80	-94	-101	-118	-147	-168	-100	1,68	-85	-52	-26	-4	-100	20	1,00	
2	40	-80	80	105	113	131	164	187	105	1,77	111	75	45	21	126	20	1,20	
3	-80	160	-160	-215	-232	-269	-338	-385	-226	1,70	-206	-130	-69	-18	-238	44	1,05	
4	80	-160	160	229	247	286	358	408	231	1,76	236	158	92	40	270	45	1,17	
5	-120	240	-240	-338	-365	-423	-530	-604	-351	1,72	-334	-216	-119	-41	-385	69	1,10	
6	-96	192	-192	-267	-288	-334	-419	-478	-278	1,72	-270	-176	-99	-37	-310	54	1,12	
7	120	-240	240	350	378	439	548	625	353	1,77	354	233	134	55	405	69	1,15	
8	96	-192	192	277	298	347	433	494	279	1,77	281	186	107	45	322	54	1,15	
9	-100	200	-200	-276	-298	-347	-435	-496	-289	1,71	-275	-178	-98	-33	-316	56	1,09	
10	-80	160	-160	-218	-235	-274	-343	-392	-228	1,71	-222	-145	-82	-31	-255	44	1,12	
11	100	-200	200	289	312	362	453	516	291	1,78	296	197	115	50	339	56	1,17	
12	80	-160	160	227	245	285	356	406	229	1,77	234	155	91	39	267	45	1,17	
13	-50	100	-100	-122	-132	-154	-194	-222	-131	1,69	-119	-75	-38	-9	-138	27	1,05	
14	-40	80	-80	-99	-107	-124	-156	-177	-105	1,69	-103	-68	-39	-16	-118	20	1,13	
15	50	-100	100	134	144	168	211	240	134	1,79	147	100	61	30	167	26	1,24	
16	40	-80	80	105	113	131	164	188	104	1,80	119	83	52	28	135	20	1,29	
17	-240	0	0	-20	-23	-28	-38	-45	-14	0,41	-173	-159	-142	-134	-180	109	1,65	
18	240	0	0	23	26	32	43	50	15	0,46	178	164	146	137	186	109	1,71	

DMS POSITIONEN:



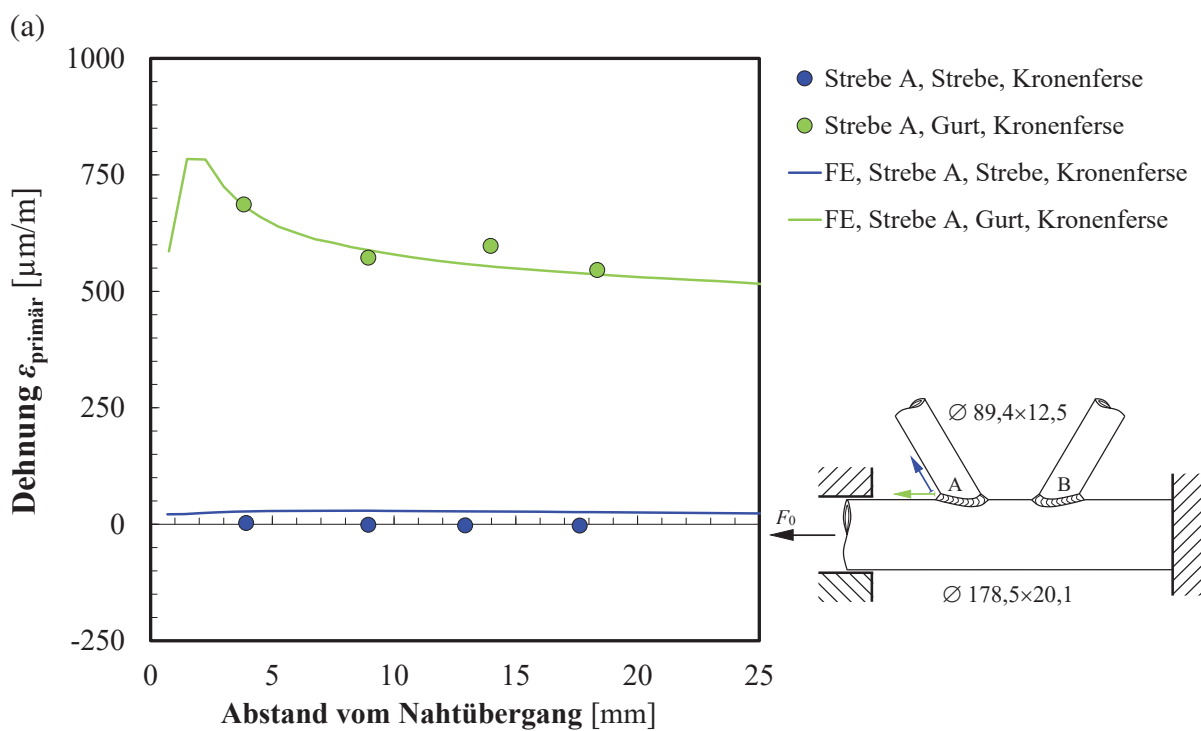
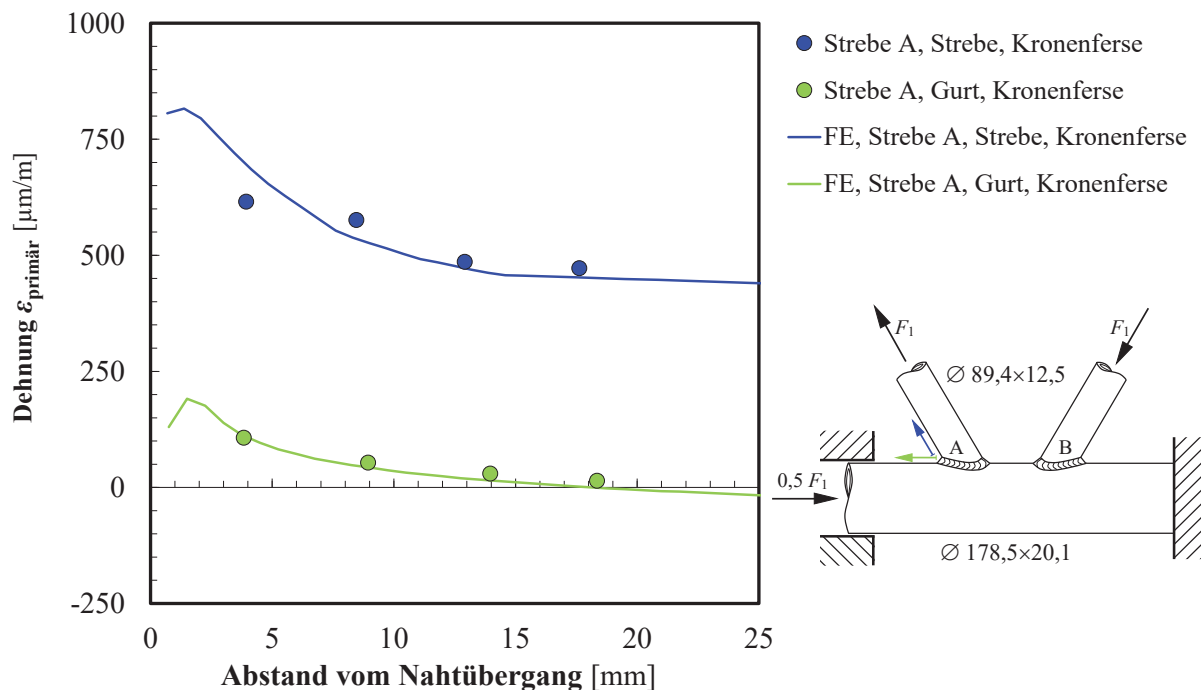
$\epsilon_{br,ax}$ und $\epsilon_{ch,ax}$ nach Tab. A.17. $SNCF_{br}$ = Dehnungskonzentrationsfaktor auf der Strebe; $SNCF_{ch}$ = Dehnungskonzentrationsfaktor auf dem Gurt.

Tab. A.17: Ermittlung der Nenndehnungen für Prüfkörper Nr. 27

Stufe	Prüfkräfte [kN]			DMS auf der Strebe A ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{br,ax,A}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DMS auf der Strebe B ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{br,ax,B}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	DMS auf dem Gurt ϵ_{el} [$\mu\text{m}/\text{m}$]				$\epsilon_{ch,ax}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
	F_0	$F_{1,A}$	$F_{1,B}$	A1	A2	A3	A4		B1	B2	B3	B4		A10	A30	B10	B30	
1	-40	80	-80	124	107	84	100	104	-113	-102	-87	-98	-100	9	-54	1	33	20
2	40	-80	80	-125	-107	-88	-103	-106	123	105	88	105	105	-2	47	7	-43	20
3	-80	160	-160	275	239	192	225	233	-252	-232	-202	-219	-226	16	-110	-2	84	44
4	80	-160	160	-271	-238	-193	-223	-231	265	234	199	228	231	-6	103	12	-95	45
5	-120	240	-240	421	367	296	344	357	-393	-360	-311	-339	-351	17	-162	-9	139	69
6	-96	192	-192	331	289	233	271	281	-311	-286	-247	-268	-278	10	-126	-10	111	54
7	120	-240	240	-416	-367	-296	-340	-355	402	356	306	348	353	-13	158	13	-143	69
8	96	-192	192	-328	-289	-233	-270	-280	318	281	241	274	279	-9	124	11	-113	54
9	-100	200	-200	347	303	243	284	294	-323	-298	-257	-279	-289	14	-134	-8	113	56
10	-80	160	-160	273	238	190	223	231	-256	-235	-203	-220	-228	8	-104	-9	91	44
11	100	-200	200	-342	-301	-243	-281	-291	332	294	251	286	291	-9	128	13	-119	56
12	80	-160	160	-270	-237	-190	-221	-230	263	232	197	225	229	-6	102	11	-94	45
13	-50	100	-100	166	143	114	136	140	-147	-134	-117	-127	-131	10	-66	-1	51	27
14	-40	80	-80	125	107	84	101	104	-119	-108	-91	-101	-105	2	-50	-7	39	20
15	50	-100	100	-162	-140	-115	-134	-138	156	135	113	132	134	-2	54	10	-60	26
16	40	-80	80	-123	-107	-87	-102	-105	122	105	87	103	104	2	42	11	-48	20
17	-240	0	0	31	10	-8	9	10	-32	-19	5	-11	-14	-110	-112	-110	-104	109
18	240	0	0	-33	-12	9	-8	-11	35	18	-7	15	15	111	111	112	100	109

$\epsilon_{br,ax}$ = mittlere Strebendehnung; $\epsilon_{ch,ax}$ = mittlere Gurtdehnung

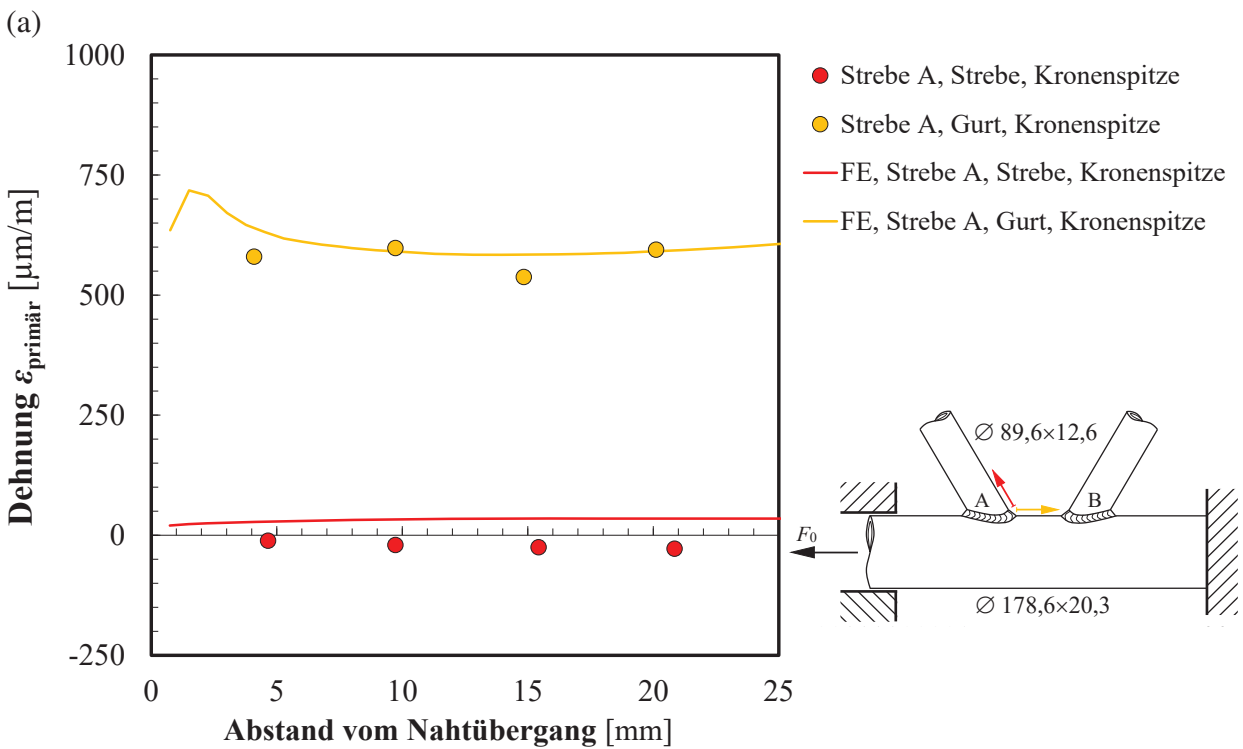
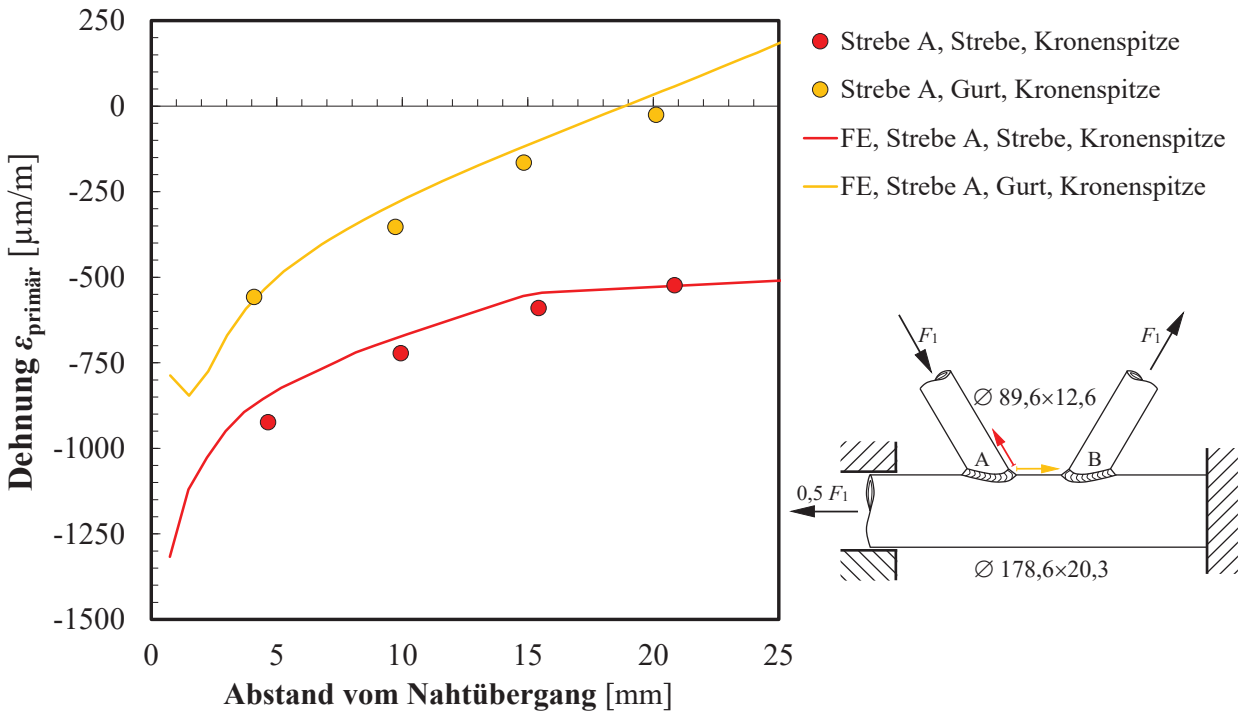
A.4 Vergleich der gemessenen und berechneten Dehnungen zur Validierung der FE-Modelle



(b)

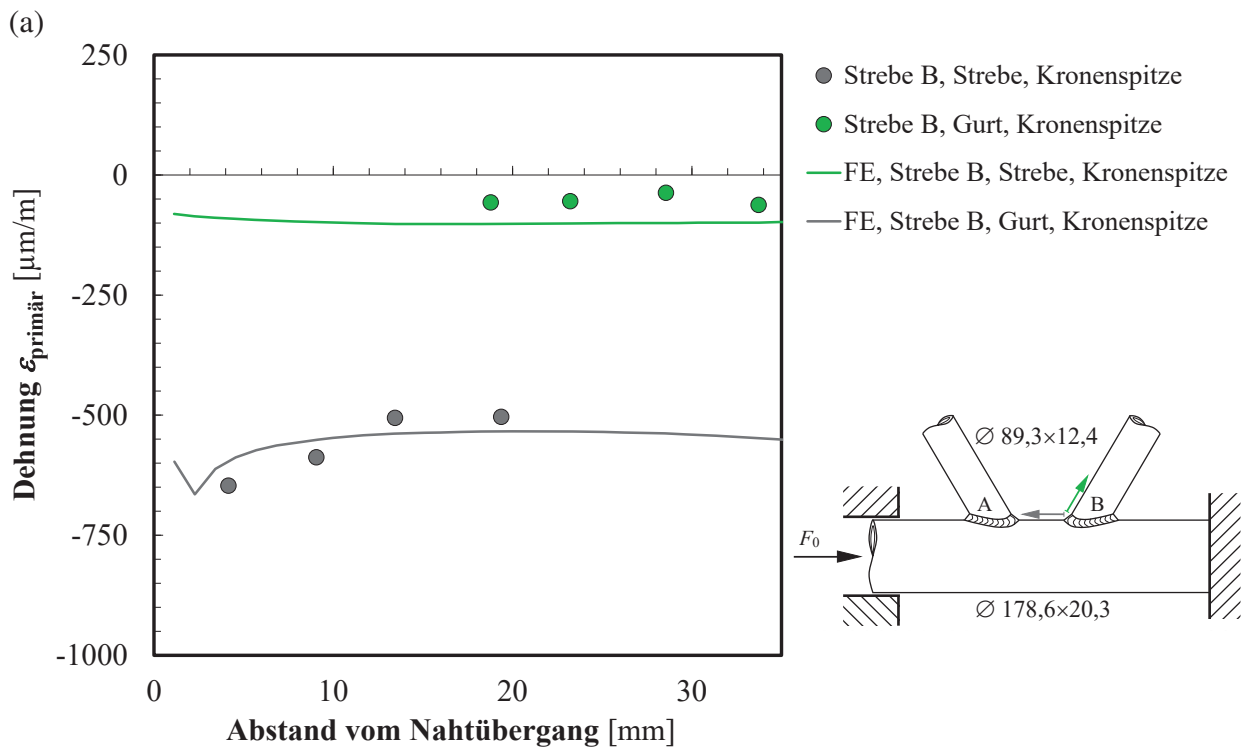
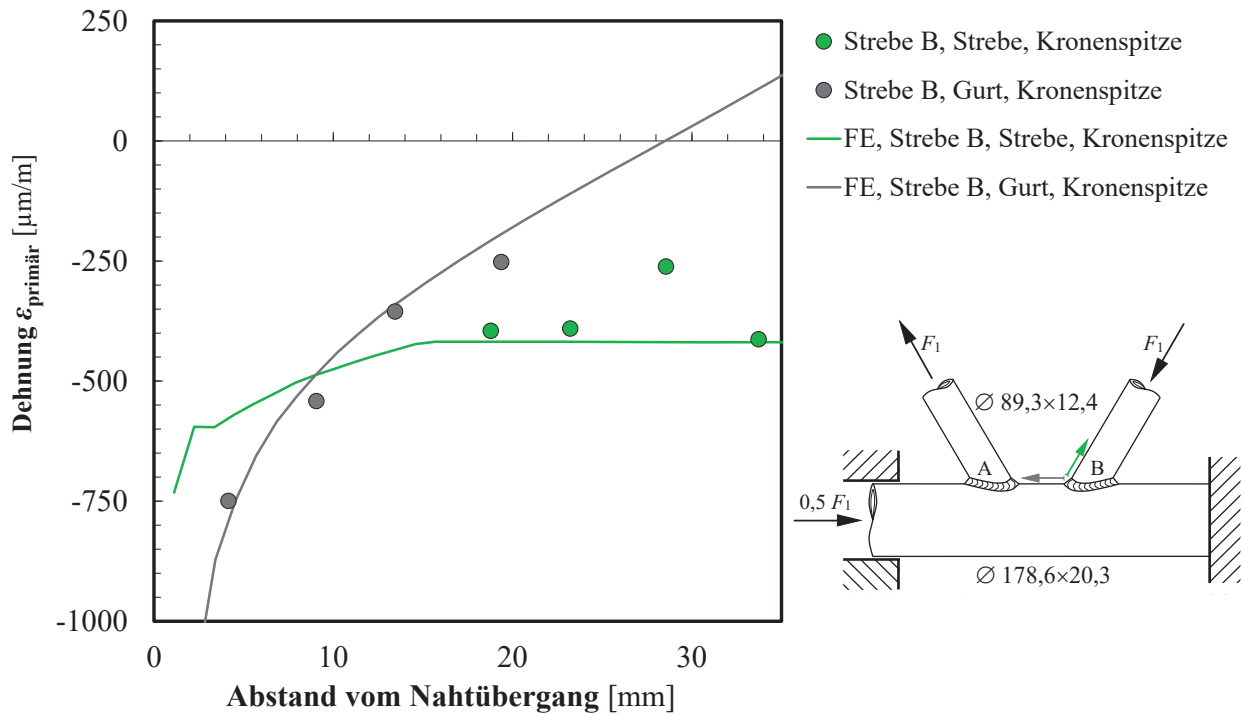
Abb. A.20: Vergleich der gemessenen Dehnungen (Lastfall Nr. 6 und 17 in Tab. A.10, skaliert mit Gl. (5.8)) von Prüfkörper Nr. 10 mit FE-Berechnung: (a) Strebennormalkraft mit $\sigma_1 = 100 \text{ N/mm}^2$, (b) Gurtnormalkraft mit $\sigma_0 = 100 \text{ N/mm}^2$

A.4 Vergleich der gemessenen und berechneten Dehnungen zur Validierung der FE-Modelle



(b)

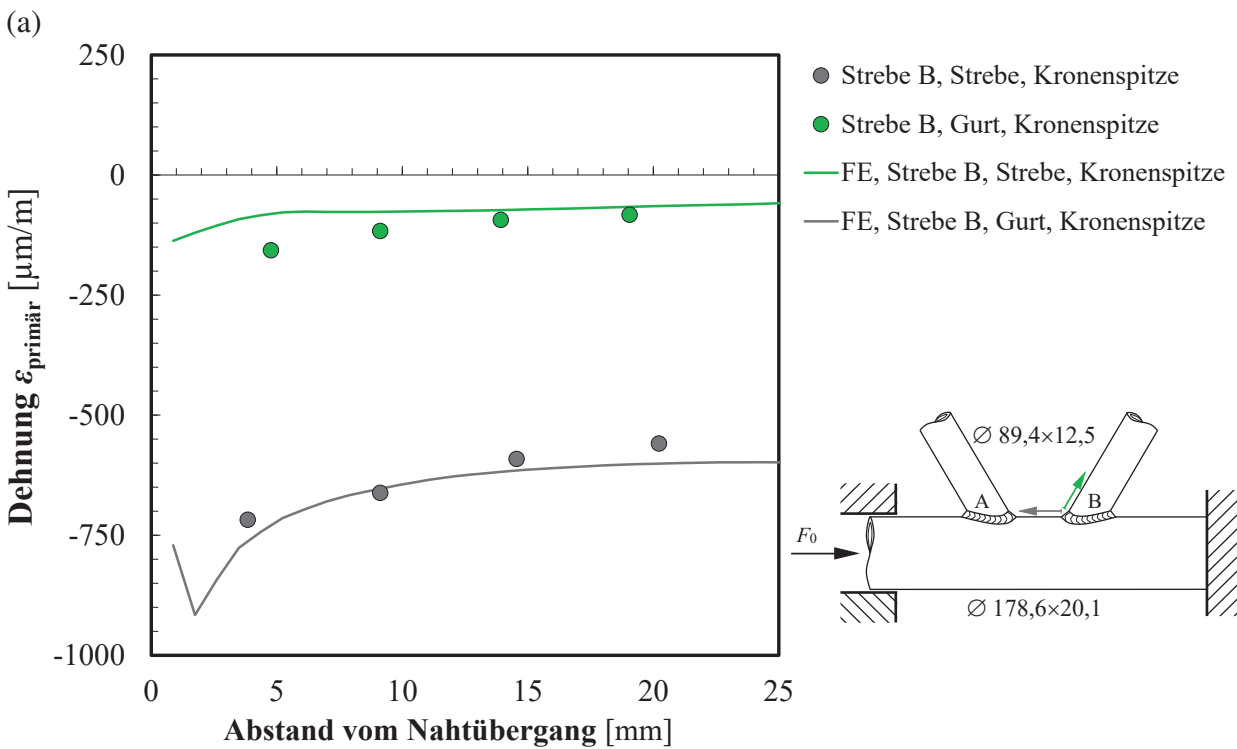
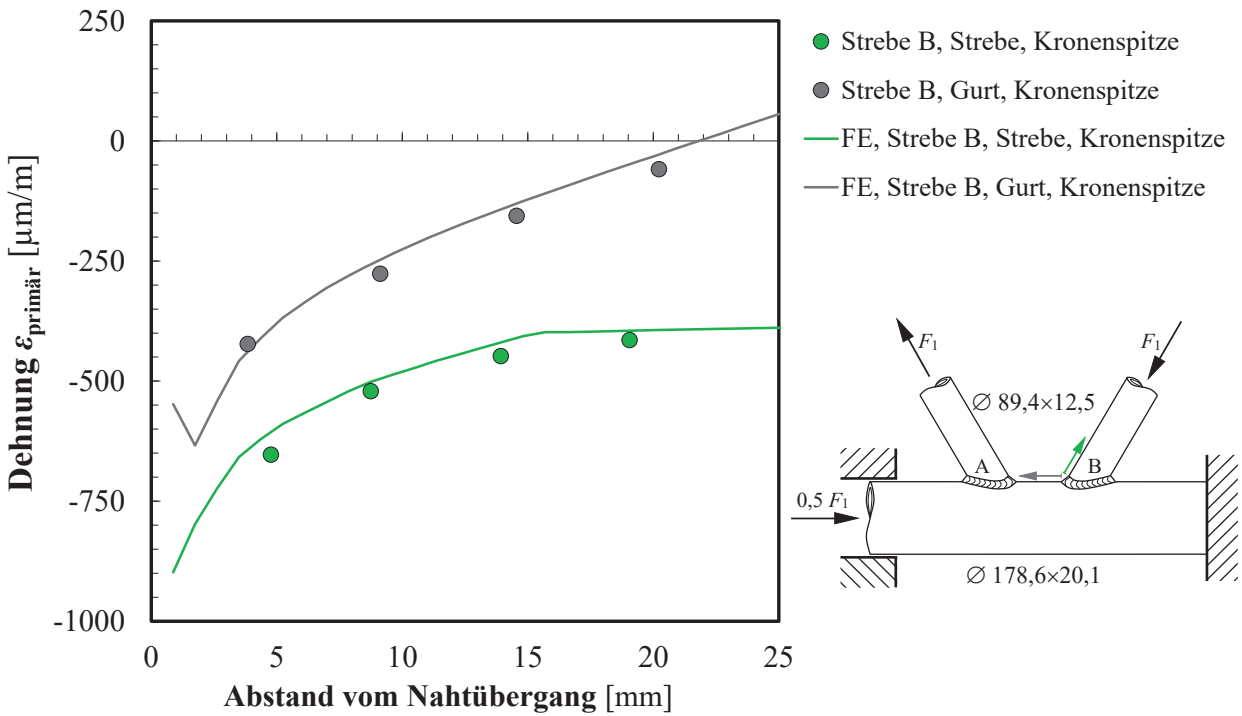
Abb. A.21: Vergleich der gemessenen Dehnungen (Lastfall Nr. 14 und 10 in Tab. A.12, skaliert mit Gl. (5.8)) von Prüfkörper Nr. 21 mit FE-Berechnung: (a) Strebenormalkraft mit $\sigma_1 = 100 \text{ N/mm}^2$, (b) Gurtnormalkraft mit $\sigma_0 = 100 \text{ N/mm}^2$



(b)

Abb. A.22: Vergleich der gemessenen Dehnungen (Lastfall Nr. 10 und 19 in Tab. A.14, skaliert mit Gl. (5.8)) von Prüfkörper Nr. 24 mit FE-Berechnung: (a) Strebennormalkraft mit $\sigma_1 = 100 \text{ N/mm}^2$, (b) Gurtnormalkraft mit $\sigma_0 = 100 \text{ N/mm}^2$

A.4 Vergleich der gemessenen und berechneten Dehnungen zur Validierung der FE-Modelle



(b)

Abb. A.23: Vergleich der gemessenen Dehnungen (Lastfall Nr. 10 und 17 in Tab. A.16, skaliert mit Gl. (5.8)) von Prüfkörper Nr. 27 mit FE-Berechnung: (a) Strebennormalkraft mit $\sigma_1 = 100 \text{ N/mm}^2$, (b) Gurtnormalkraft mit $\sigma_0 = 100 \text{ N/mm}^2$

Korrekturfaktoren zur Bestimmung von SCF-Werten an K-Knoten mit Schweißnahtunregelmäßigkeiten

Die im Folgenden tabellierten Korrekturfaktoren dienen für den vereinfachten Bemessungsansatz auf Grundlage des Strukturspannungskonzepts für Schweißnahtwurzelpunkte an K-Knoten aus Kap. 6.

Korrekturfaktoren für den Lastfall *Strebennormalkraft*

Tab. B.1: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,3$, $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$ und Strebennormalkraft

$n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,10
			60	1,07
		0,6	45	1,09
			60	1,08
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,04
		0,6	45	1,00
			60	1,02
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,01
		0,6	45	1,00
			60	1,02
8	0,25	0,5	45	1,11
			60	1,09
		0,6	45	1,13
			60	1,14
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,02
		0,6	45	1,01
			60	1,03
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
12	0,25	0,5	45	1,16
			60	1,12
		0,6	45	1,21
			60	1,15
	0,5	0,5	45	1,01
			60	1,01
		0,6	45	1,01
			60	1,03
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,01

Tab. B.2: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,3$, $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$ und Strebennormalkraft

$n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,05
			60	1,10
		0,6	45	1,07
			60	1,10
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,02
		0,6	45	1,00
			60	1,01
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
8	0,25	0,5	45	1,07
			60	1,06
		0,6	45	1,10
			60	1,09
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
12	0,25	0,5	45	1,09
			60	1,06
		0,6	45	1,13
			60	1,08
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00

Tab. B.3: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,4$, $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$ und Strebennormalkraft

$n/t_1 = 0,4$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,22
			60	1,15
		0,6	45	1,23
			60	1,17
	0,5	0,5	45	1,02
			60	1,06
		0,6	45	1,00
			60	1,07
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,04
		0,6	45	1,00
			60	1,06
8	0,25	0,5	45	1,24
			60	1,18
		0,6	45	1,27
			60	1,25
	0,5	0,5	45	1,05
			60	1,04
		0,6	45	1,08
			60	1,07
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
12	0,25	0,5	45	1,30
			60	1,24
		0,6	45	1,38
			60	1,28
	0,5	0,5	45	1,07
			60	1,04
		0,6	45	1,07
			60	1,08
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,03
			60	1,03

Tab. B.4: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,4$, $g_L = 2,0 \cdot g_{L,\min}$ und Strebennormalkraft

$n/t_1 = 0,4$ und $g_L = 2,0 \cdot g_{L,\min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,16
			60	1,16
		0,6	45	1,20
			60	1,18
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,04
		0,6	45	1,00
			60	1,04
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,01
8	0,25	0,5	45	1,17
			60	1,12
		0,6	45	1,22
			60	1,16
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,03
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
12	0,25	0,5	45	1,20
			60	1,13
		0,6	45	1,26
			60	1,17
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,01
			60	1,02
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00

Korrekturfaktoren für den Lastfall *Strebenbiegung* (ausgeglichen)

Tab. B.5: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,3$, $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$ und Strebenbiegung (ausgeglichen)

$n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,07
			60	1,08
		0,6	45	1,07
			60	1,06
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,10
		0,6	45	1,00
			60	1,06
	0,75	0,5	45	1,03
			60	1,06
		0,6	45	1,00
			60	1,06
8	0,25	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
12	0,25	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00

Tab. B.6: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,3$, $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$ und Strebenbiegung (ausgeglichen)

$n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,08
			60	1,09
		0,6	45	1,08
			60	1,07
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,11
		0,6	45	1,00
			60	1,07
	0,75	0,5	45	1,03
			60	1,07
		0,6	45	1,00
			60	1,07
8	0,25	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
12	0,25	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00

B Korrekturfaktoren zur Bestimmung von SCF-Werten

Tab. B.7: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,4$, $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$ und Strebenbiegung (ausgeglichen)

$n/t_1 = 0,4$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,19
			60	1,15
		0,6	45	1,18
			60	1,13
	0,5	0,5	45	1,10
			60	1,15
		0,6	45	1,01
			60	1,12
	0,75	0,5	45	1,11
			60	1,12
		0,6	45	1,04
			60	1,12
8	0,25	0,5	45	1,03
			60	1,00
		0,6	45	1,03
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
12	0,25	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00

Tab. B.8: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,4$, $g_L = 2,0 \cdot g_{L,\min}$ und Strebenbiegung (ausgeglichen)

$n/t_1 = 0,4$ und $g_L = 2,0 \cdot g_{L,\min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,21
			60	1,17
		0,6	45	1,21
			60	1,15
	0,5	0,5	45	1,11
			60	1,17
		0,6	45	1,05
			60	1,14
	0,75	0,5	45	1,11
			60	1,13
		0,6	45	1,05
			60	1,13
8	0,25	0,5	45	1,06
			60	1,04
		0,6	45	1,06
			60	1,03
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
12	0,25	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00

Korrekturfaktoren für den Lastfall *Strebenbiegung* (unausgeglichen)

Tab. B.9: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,3$, $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$ und Strebenbiegung (unausgeglichen)

$n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,17
			60	1,14
		0,6	45	1,17
			60	1,12
	0,5	0,5	45	1,07
			60	1,15
		0,6	45	1,07
			60	1,11
	0,75	0,5	45	1,09
			60	1,09
		0,6	45	1,06
			60	1,10
8	0,25	0,5	45	1,19
			60	1,16
		0,6	45	1,21
			60	1,17
	0,5	0,5	45	1,10
			60	1,06
		0,6	45	1,12
			60	1,05
	0,75	0,5	45	1,04
			60	1,03
		0,6	45	1,01
			60	1,05
12	0,25	0,5	45	1,22
			60	1,15
		0,6	45	1,26
			60	1,16
	0,5	0,5	45	1,08
			60	1,05
		0,6	45	1,07
			60	1,05
	0,75	0,5	45	1,05
			60	1,01
		0,6	45	1,08
			60	1,01

Tab. B.10: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,3$, $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$ und Strebenbiegung (unausgeglichen)

$n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,15
			60	1,13
		0,6	45	1,15
			60	1,11
	0,5	0,5	45	1,06
			60	1,14
		0,6	45	1,06
			60	1,11
	0,75	0,5	45	1,09
			60	1,09
		0,6	45	1,06
			60	1,10
8	0,25	0,5	45	1,14
			60	1,12
		0,6	45	1,17
			60	1,13
	0,5	0,5	45	1,07
			60	1,04
		0,6	45	1,09
			60	1,03
	0,75	0,5	45	1,03
			60	1,02
		0,6	45	1,00
			60	1,03
12	0,25	0,5	45	1,15
			60	1,10
		0,6	45	1,18
			60	1,11
	0,5	0,5	45	1,05
			60	1,02
		0,6	45	1,04
			60	1,02
	0,75	0,5	45	1,03
			60	1,00
		0,6	45	1,06
			60	1,00

Tab. B.11: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,4$, $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$ und Strebenbiegung (unausgeglichen)

$n/t_1 = 0,4$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,35
			60	1,24
		0,6	45	1,36
			60	1,24
	0,5	0,5	45	1,24
			60	1,22
		0,6	45	1,18
			60	1,20
	0,75	0,5	45	1,20
			60	1,16
		0,6	45	1,18
			60	1,18
8	0,25	0,5	45	1,37
			60	1,28
		0,6	45	1,39
			60	1,29
	0,5	0,5	45	1,23
			60	1,12
		0,6	45	1,26
			60	1,12
	0,75	0,5	45	1,09
			60	1,08
		0,6	45	1,09
			60	1,08
12	0,25	0,5	45	1,40
			60	1,28
		0,6	45	1,45
			60	1,30
	0,5	0,5	45	1,20
			60	1,10
		0,6	45	1,17
			60	1,12
	0,75	0,5	45	1,15
			60	1,04
		0,6	45	1,19
			60	1,05

Tab. B.12: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,4$, $g_L = 2,0 \cdot g_{L,\min}$ und Strebenbiegung (unausgeglichen)

$n/t_1 = 0,4$ und $g_L = 2,0 \cdot g_{L,\min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,32
			60	1,22
		0,6	45	1,32
			60	1,21
	0,5	0,5	45	1,22
			60	1,21
		0,6	45	1,15
			60	1,20
	0,75	0,5	45	1,20
			60	1,16
		0,6	45	1,17
			60	1,18
8	0,25	0,5	45	1,30
			60	1,22
		0,6	45	1,32
			60	1,23
	0,5	0,5	45	1,19
			60	1,09
		0,6	45	1,22
			60	1,09
	0,75	0,5	45	1,08
			60	1,06
		0,6	45	1,06
			60	1,07
12	0,25	0,5	45	1,30
			60	1,20
		0,6	45	1,34
			60	1,21
	0,5	0,5	45	1,15
			60	1,06
		0,6	45	1,12
			60	1,07
	0,75	0,5	45	1,12
			60	1,02
		0,6	45	1,17
			60	1,03

Korrekturfaktoren für den Lastfall *Gurtnormalkraft*

Tab. B.13: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,3$, $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$ und Gurtnormalkraft

$n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,15
			60	1,21
		0,6	45	1,39
			60	1,61
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,02
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
8	0,25	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,04
			60	1,17
		0,6	45	1,20
			60	1,47
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,02
		0,6	45	1,03
			60	1,09
12	0,25	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,22
			60	2,82
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,05
			60	1,34
		0,6	45	1,23
			60	1,67

Tab. B.14: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,3$, $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$ und Gurtnormalkraft

$n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,18
			60	1,23
		0,6	45	1,45
			60	1,63
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,03
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
8	0,25	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,08
			60	1,21
		0,6	45	1,24
			60	1,48
	0,75	0,5	45	1,01
			60	1,03
		0,6	45	1,03
			60	1,09
12	0,25	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,30
			60	2,85
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,06
			60	1,30
		0,6	45	1,22
			60	1,45

Tab. B.15: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,4$, $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$ und Gurtnormalkraft

$n/t_1 = 0,4$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$					
γ	τ	β	θ	K_n	
4	0,25	0,5	45	1,25	
			60	1,27	
		0,6	45	1,60	
			60	1,85	
	0,5	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	0,75	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	8	0,25	0,5	45	1,00
				60	1,00
			0,6	45	1,00
				60	1,00
0,5		0,5	45	1,07	
			60	1,17	
		0,6	45	1,28	
			60	1,59	
0,75		0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,05	
12	0,25	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	0,5	0,5	45	1,32	
			60	3,26	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	0,75	0,5	45	1,02	
			60	1,32	
		0,6	45	1,26	
			60	1,80	

Tab. B.16: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,4$, $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$ und Gurtnormalkraft

$n/t_1 = 0,4$ und $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$					
γ	τ	β	θ	K_n	
4	0,25	0,5	45	1,29	
			60	1,31	
		0,6	45	1,69	
			60	1,91	
	0,5	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,01	
	0,75	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	8	0,25	0,5	45	1,00
				60	1,00
			0,6	45	1,00
				60	1,00
0,5		0,5	45	1,12	
			60	1,23	
		0,6	45	1,34	
			60	1,61	
0,75		0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,05	
12	0,25	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	0,5	0,5	45	1,43	
			60	3,33	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	0,75	0,5	45	1,05	
			60	1,28	
		0,6	45	1,24	
			60	1,53	

Korrekturfaktoren für den Lastfall *Gurtbiegung* in der Strebenebene

Tab. B.17: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,3$, $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$ und Gurtbiegung in der Strebenebene

$n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,11
			60	1,13
		0,6	45	1,19
			60	1,18
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
8	0,25	0,5	45	1,38
			60	1,43
		0,6	45	2,68
			60	1,93
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,02
		0,6	45	1,00
			60	1,02
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
12	0,25	0,5	45	1,00
			60	4,04
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,03
		0,6	45	1,05
			60	1,06
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00

Tab. B.18: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,3$, $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$ und Gurtbiegung in der Strebenebene

$n/t_1 = 0,3$ und $g_L = 2,0 \cdot g_{L,min}$				
γ	τ	β	θ	K_n
4	0,25	0,5	45	1,13
			60	1,14
		0,6	45	1,22
			60	1,20
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,01
		0,6	45	1,00
			60	1,01
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
8	0,25	0,5	45	1,51
			60	1,55
		0,6	45	3,69
			60	2,19
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,05
		0,6	45	1,01
			60	1,04
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,00
		0,6	45	1,00
			60	1,00
12	0,25	0,5	45	1,00
			60	8,11
		0,6	45	1,00
			60	1,00
	0,5	0,5	45	1,00
			60	1,06
		0,6	45	1,09
			60	1,08
	0,75	0,5	45	1,00
			60	1,01
		0,6	45	1,00
			60	1,00

Tab. B.19: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,4$, $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$ und Gurtbiegung in der Strebenebene

$n/t_1 = 0,4$ und $g_L = 1,0 \cdot g_{L,\min}$					
γ	τ	β	θ	K_n	
4	0,25	0,5	45	1,21	
			60	1,18	
		0,6	45	1,33	
			60	1,28	
	0,5	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	0,75	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	8	0,25	0,5	45	1,65
				60	1,64
			0,6	45	3,74
				60	2,42
0,5		0,5	45	1,00	
			60	1,01	
		0,6	45	1,00	
			60	1,01	
0,75		0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
12	0,25	0,5	45	1,00	
			60	5,88	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	0,5	0,5	45	1,00	
			60	1,01	
		0,6	45	1,06	
			60	1,05	
	0,75	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	

Tab. B.20: Korrekturfaktoren K_n für $n/t_1 = 0,4$, $g_L = 2,0 \cdot g_{L,\min}$ und Gurtbiegung in der Strebenebene

$n/t_1 = 0,4$ und $g_L = 2,0 \cdot g_{L,\min}$					
γ	τ	β	θ	K_n	
4	0,25	0,5	45	1,24	
			60	1,21	
		0,6	45	1,37	
			60	1,32	
	0,5	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,02	
	0,75	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	8	0,25	0,5	45	1,84
				60	1,82
			0,6	45	5,32
				60	2,79
0,5		0,5	45	1,03	
			60	1,04	
		0,6	45	1,04	
			60	1,05	
0,75		0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
12	0,25	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	
	0,5	0,5	45	1,00	
			60	1,06	
		0,6	45	1,12	
			60	1,09	
	0,75	0,5	45	1,00	
			60	1,00	
		0,6	45	1,00	
			60	1,00	

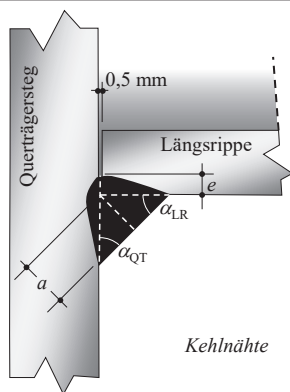
Spannungskonzentrationsfaktoren für den Anschlussbereich *Längsrippe-Querträger*

Die im Folgenden tabellierten Spannungskonzentrationsfaktoren können dazu verwendet werden, den maßgebenden Anschlussbereich zwischen Längsrippe und Querträger ausgewählter Brückenkonstruktionen auf Grundlage des Strukturspannungskonzepts nachzuweisen. Die Werte basieren dabei auf den numerischen Untersuchungen aus Kap. 8.

Spannungskonzentrationsfaktoren für das Submodell TB (Längsrippen mit trapezförmigem Querschnitt an der Berliner Brücke bei Duisburg)

Tab. C.1: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell TB (Längsrippen mit trapezförmigem Querschnitt an der Berliner Brücke bei Duisburg) mit Kehlnähten

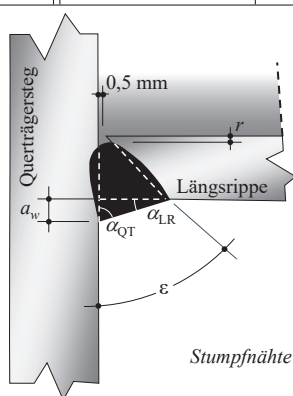
Nr.	Nahtdicke a [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}			
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$
1	3	0	2	2,22	1,99	1,74	1,70
2			3	2,10	1,90	1,74	1,70
3			4	2,03	1,85	1,73	1,69
4			5	2,01	1,85	1,72	1,68
5	5		2	2,04	1,83	1,75	1,71
6			3	1,95	1,75	1,74	1,71
7			4	1,88	1,70	1,74	1,70
8			5	1,84	1,67	1,73	1,70
9	6		2	1,97	1,76	1,75	1,71
10			3	1,88	1,69	1,75	1,71
11			4	1,82	1,63	1,74	1,71
12			5	1,77	1,60	1,74	1,70
13	10		2	1,72	1,53	1,78	1,75
14			3	1,65	1,47	1,77	1,75
15			4	1,59	1,42	1,77	1,74
16			5	1,55	1,38	1,76	1,74



^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = An der Längsrippe entlang, QT = Am Querträger entlang.
^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.
^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{nom,TB} = 33,43 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante des Längsrippenprofils.

Tab. C.2: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell TB (Längsrippen mit trapezförmigem Querschnitt an der Berliner Brücke bei Duisburg) mit Stumpfnähten

Nr.	Nahtspur a_w [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}			
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$
17	1	30	0,1	1,91	1,72	1,77	1,72
18			1,0	1,78	1,59	1,76	1,72
19			2,0	1,62	1,45	1,75	1,71
20		45	0,1	1,21	1,07	1,77	1,73
21			1,0	1,09	0,97	1,76	1,72
22			2,0	0,96	0,85	1,75	1,71
23		60	0,1	0,65	0,58	1,78	1,73
24			1,0	0,60	0,54	1,77	1,73
25			2,0	0,57	0,48	1,75	1,71
26	3	30	0,1	2,37	2,13	1,75	1,71
27			1,0	2,26	2,03	1,75	1,71
28			2,0	2,12	1,91	1,74	1,70
29		45	0,1	1,76	1,57	1,75	1,71
30			1,0	1,67	1,49	1,75	1,71
31			2,0	1,55	1,39	1,74	1,70
32		60	0,1	0,95	0,84	1,75	1,71
33			1,0	0,90	0,81	1,74	1,71
34			2,0	0,84	0,75	1,74	1,70
35	5	30	0,1	2,55	2,28	1,75	1,71
36			1,0	2,45	2,19	1,75	1,71
37			2,0	2,31	2,07	1,74	1,70
38		45	0,1	2,09	1,86	1,74	1,70
39			1,0	2,01	1,79	1,74	1,70
40			2,0	1,90	1,70	1,74	1,70
41		45	0,1	1,31	1,17	1,74	1,71
42			1,0	1,25	1,11	1,74	1,70
43			2,0	1,17	1,04	1,74	1,70



^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = An der Längsrippe entlang, QT = Am Querträger entlang.

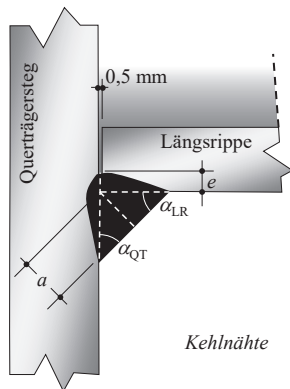
^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.

^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{\text{nom,TB}} = 33,43 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante des Längsrippenprofils.

Spannungskonzentrationsfaktoren für das Submodell TR (Längsrippen mit trapezförmigem Querschnitt an der Rheinbrücke Rees-Kalkar)

Tab. C.3: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell TR (Längsrippen mit trapezförmigem Querschnitt an der Rheinbrücke Rees-Kalkar) mit Kehlnähten

Nr.	Nahtdicke a [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}			
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$
1	3	0	2	1,89	1,55	0,88	0,53
2			3	1,89	1,58	0,87	0,53
3			4	1,95	1,67	0,86	0,53
4			5	2,03	1,79	0,86	0,53
5			5	2	1,79	1,47	0,93
6	3			1,79	1,49	0,93	0,54
7	4			1,81	1,54	0,92	0,54
8	5			1,86	1,62	0,92	0,54
9	6		2	1,75	1,44	0,94	0,53
10			3	1,74	1,45	0,94	0,54
11			4	1,75	1,48	0,94	0,54
12			5	1,79	1,54	0,94	0,54
13	10		2	1,63	1,35	0,96	0,54
14			3	1,60	1,34	0,97	0,53
15			4	1,58	1,34	0,97	0,54
16			5	1,59	1,36	0,97	0,54



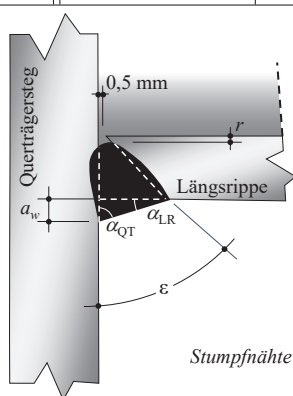
^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = An der Längsrippe entlang, QT = Am Querträger entlang.

^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.

^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{nom,TR} = 54,79 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante des Längsrippenprofils.

Tab. C.4: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell TR (Längsrippen mit trapezförmigem Querschnitt an der Rheinbrücke Rees-Kalkar) mit Stumpfnähten

Nr.	Nahtspur a_w [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}				
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$	
17	1	30	0,1	1,58	1,27	0,79	0,51	
18			1	1,53	1,25	0,79	0,51	
19			2	1,49	1,24	0,78	0,51	
20		45	0,1	1,15	0,94	0,79	0,51	
21			1	1,11	0,92	0,79	0,51	
22			2	1,08	0,92	0,78	0,50	
23		60	0,1	0,74	0,64	0,79	0,51	
24			1	0,72	0,64	0,79	0,51	
25			2	0,70	0,65	0,78	0,50	
26		3	30	0,1	1,89	1,52	0,84	0,52
27				1	1,86	1,51	0,84	0,53
28				2	1,83	1,50	0,83	0,53
29	45		0,1	1,54	1,26	0,82	0,52	
30			1	1,51	1,24	0,82	0,52	
31			2	1,49	1,24	0,81	0,52	
32	60		0,1	1,04	0,87	0,80	0,52	
33			1	1,02	0,86	0,80	0,52	
34			2	0,99	0,85	0,79	0,52	
35	5		30	0,1	2,01	1,60	0,90	0,54
36				1	1,98	1,59	0,89	0,54
37				2	1,95	1,59	0,89	0,54
38		45	0,1	1,76	1,42	0,89	0,53	
39			1	1,74	1,41	0,89	0,53	
40			2	1,71	1,42	0,89	0,53	
41		60	0,1	1,31	1,09	0,88	0,52	
42			1	1,29	1,08	0,88	0,53	
43			2	1,26	1,07	0,87	0,53	



^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = An der Längsrippe entlang, QT = Am Querträger entlang.

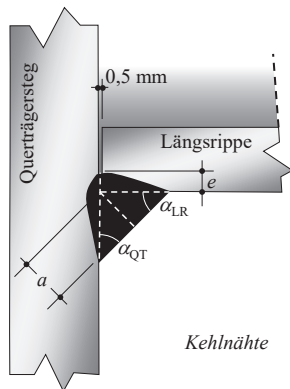
^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.

^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{\text{nom,TR}} = 54,79 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante des Längsrippenprofils.

Spannungskonzentrationsfaktoren für das Submodell TH (Längsrippen mit trapezförmigem Querschnitt an der Friedrich-Ebert-Brücke bei Duisburg-Homberg)

Tab. C.5: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell TH (Längsrippen mit trapezförmigem Querschnitt an der Friedrich-Ebert-Brücke bei Duisburg-Homberg) mit Kehlnähten

Nr.	Nahtdicke a [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}			
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$
1	3	0	2	5,57	4,86	3,00	1,14
2			3	5,66	5,00	3,00	1,15
3			4	5,87	5,27	2,99	1,16
4			5	6,24	5,72	2,98	1,16
5			5	2	5,38	4,75	3,14
6	3			5,47	4,88	3,15	1,23
7	4			5,62	5,08	3,16	1,25
8	5			5,85	5,37	3,17	1,26
9	6		2	5,30	4,70	3,17	1,23
10			3	5,37	4,81	3,18	1,25
11			4	5,49	4,97	3,20	1,26
12			5	5,68	5,21	3,21	1,27
13	10		2	5,09	4,59	3,22	1,26
14			3	5,09	4,62	3,23	1,27
15			4	5,11	4,67	3,25	1,29
16			5	5,17	4,77	3,27	1,30



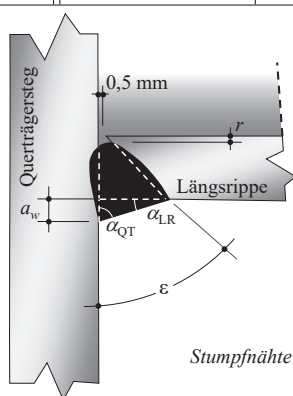
^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = An der Längsrippe entlang, QT = Am Querträger entlang.

^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.

^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{nom,TH} = 40,60 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante des Längsrippenprofils.

Tab. C.6: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell TH (Längsrippen mit trapezförmigem Querschnitt an der Friedrich-Ebert-Brücke bei Duisburg-Homberg) mit Stumpfnähten

Nr.	Nahtspur a_w [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}				
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$	
17	1	30	0,1	4,33	3,79	2,37	0,76	
18			1	4,30	3,79	2,36	0,78	
19			2	4,32	3,85	2,34	0,81	
20		45	0,1	3,33	3,03	2,33	0,77	
21			1	3,33	3,06	2,32	0,79	
22			2	3,37	3,16	2,31	0,82	
23		60	0,1	2,57	2,49	2,30	0,79	
24			1	2,58	2,53	2,29	0,80	
25			2	2,65	2,62	2,27	0,83	
26		3	30	0,1	5,12	4,45	2,81	0,98
27				1	5,11	4,46	2,81	0,99
28				2	5,14	4,54	2,80	1,00
29	45		0,1	4,20	3,74	2,71	0,92	
30			1	4,19	3,75	2,71	0,93	
31			2	4,21	3,81	2,71	0,94	
32	60		0,1	3,11	2,99	2,61	0,86	
33			1	3,13	3,03	2,61	0,87	
34			2	3,16	3,10	2,61	0,88	
35	5		30	0,1	5,46	4,72	3,03	1,15
36				1	5,46	4,74	3,04	1,16
37				2	5,49	4,82	3,05	1,17
38		45	0,1	4,76	4,21	2,97	1,08	
39			1	4,76	4,23	2,97	1,09	
40			2	4,79	4,29	2,98	1,11	
41		60	0,1	3,64	3,37	2,86	1,02	
42			1	3,63	3,40	2,86	1,03	
43			2	3,64	3,46	2,87	1,04	



^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = An der Längsrippe entlang, QT = Am Querträger entlang.

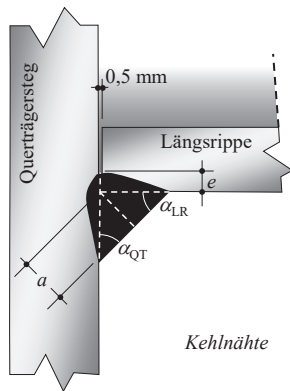
^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.

^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{\text{nom,TH}} = 40,60 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante des Längsrippenprofils.

Spannungskonzentrationsfaktoren für das Submodell YB (Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt an der Brücke über den Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop)

Tab. C.7: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell YB (Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt an der Brücke über den Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop) mit Kehlnähten

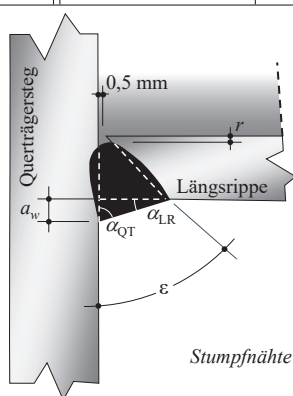
Nr.	Nahtdicke a [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}			
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$
1	3	0	2	2,84	2,31	2,69	1,75
2			3	2,98	2,82	2,74	1,71
3			4	3,21	3,12	2,72	1,67
4			5	3,51	3,42	2,69	1,61
5	5		2	2,78	2,40	2,66	1,73
6			3	2,86	2,54	2,66	1,72
7			4	2,98	2,69	2,65	1,70
8			5	3,09	2,87	2,64	1,68
9	6		2	2,76	2,34	2,64	1,73
10			3	2,82	2,44	2,63	1,73
11			4	2,90	2,55	2,63	1,72
12			5	2,98	2,72	2,62	1,70
13	10		2	2,67	2,25	2,57	1,73
14			3	2,69	2,29	2,57	1,73
15			4	2,71	2,34	2,57	1,73
16			5	2,72	2,48	2,57	1,72



^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = an der Längsrippe entlang, QT = am Querträger entlang, AUS = an der Ausnehmung entlang.
^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.
^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{nom,YB} = 54,21 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante der Seitenbleche.

Tab. C.8: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell YB (Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt an der Brücke über den Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop) mit Stumpfnähten

Nr.	Nahtspur a_w [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}				
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$	
17	1	30	0,1	2,07	1,73	2,67	1,78	
18			1,0	2,07	1,81	2,67	1,77	
19			2,0	2,10	1,95	2,69	1,77	
20		45	0,1	1,63	1,47	2,67	1,80	
21			1,0	1,64	1,53	2,68	1,80	
22			2,0	1,67	1,61	2,69	1,80	
23		60	0,1	1,15	1,14	2,63	1,81	
24			1,0	1,16	1,16	2,64	1,81	
25			2,0	1,16	1,20	2,65	1,81	
26		3	30	0,1	2,66	2,06	2,69	1,76
27				1,0	2,66	2,12	2,70	1,76
28				2,0	2,69	2,26	2,70	1,75
29	45		0,1	2,23	1,80	2,68	1,74	
30			1,0	2,24	1,85	2,68	1,74	
31			2,0	2,26	1,93	2,69	1,73	
32	60		0,1	1,64	1,44	2,63	1,72	
33			1,0	1,64	1,46	2,64	1,71	
34			2,0	1,64	1,50	2,64	1,71	
35	5		30	0,1	2,88	2,21	2,64	1,78
36				1,0	2,88	2,23	2,65	1,78
37				2,0	2,91	2,36	2,66	1,78
38		45	0,1	2,59	2,06	2,66	1,78	
39			1,0	2,60	2,09	2,66	1,78	
40			2,0	2,62	2,16	2,67	1,78	
41		45	0,1	2,03	1,72	2,62	1,75	
42			1,0	2,02	1,74	2,62	1,75	
43			2,0	2,02	1,77	2,62	1,75	



^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = An der Längsrippe entlang, QT = Am Querträger entlang, AUS = An der Ausnehmung entlang.

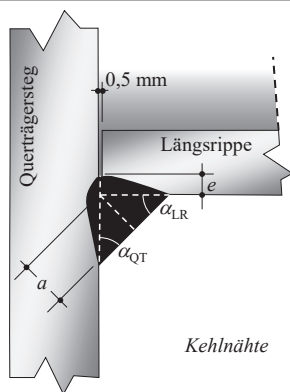
^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.

^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{\text{nom,YB}} = 54,21 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante der Seitenbleche.

Spannungskonzentrationsfaktoren für das Submodell YR (Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt an der Moselbrücke Ehrang)

Tab. C.9: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell YR (Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt an der Moselbrücke Ehrang) mit Kehlnähten

Nr.	Nahtdicke a [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}			
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$
1	3	0	2	1,93	1,72	2,40	1,79
2			3	1,98	1,79	2,41	1,79
3			4	2,05	1,90	2,42	1,78
4			5	2,13	2,00	2,42	1,76
5			5	2	1,86	1,61	2,38
6	3			1,87	1,65	2,38	1,80
7	4			1,90	1,70	2,39	1,80
8	5			1,94	1,74	2,39	1,79
9	6		2	1,84	1,55	2,38	1,81
10			3	1,86	1,58	2,38	1,81
11			4	1,86	1,63	2,38	1,81
12			5	1,90	1,67	2,39	1,81
13	10		2	1,76	1,44	2,38	1,83
14			3	1,76	1,45	2,38	1,83
15			4	1,74	1,50	2,38	1,83
16			5	1,76	1,50	2,38	1,83



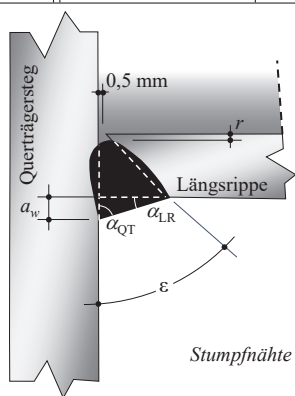
^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = an der Längsrippe entlang, QT = am Querträger entlang, AUS = an der Ausnehmung entlang.

^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.

^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{nom,YR} = 52,61 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante der Seitenbleche.

Tab. C.10: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell YR (Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt an der Moselbrücke Ehrang) mit Stumpfnähten

Nr.	Nahtspur a_w [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}				
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$	
17	1	30	0,1	1,47	1,32	2,35	1,70	
18			1	1,49	1,36	2,36	1,71	
19			2	1,52	1,42	2,37	1,70	
20		45	0,1	1,19	1,09	2,36	1,71	
21			1	1,20	1,11	2,36	1,71	
22			2	1,21	1,15	2,37	1,71	
23		60	0,1	0,83	0,79	2,37	1,71	
24			1	0,84	0,80	2,38	1,71	
25			2	0,84	0,82	2,39	1,71	
26		3	30	0,1	1,75	1,53	2,40	1,77
27				1	1,77	1,57	2,40	1,77
28				2	1,80	1,63	2,41	1,77
29	45		0,1	1,47	1,32	2,38	1,76	
30			1	1,49	1,35	2,39	1,76	
31			2	1,51	1,38	2,39	1,76	
32	60		0,1	1,07	0,98	2,37	1,74	
33			1	1,08	1,00	2,38	1,75	
34			2	1,08	1,01	2,38	1,75	
35	5		30	0,1	1,93	1,64	2,38	1,79
36				1	1,93	1,67	2,39	1,80
37				2	1,95	1,72	2,40	1,80
38		45	0,1	1,66	1,45	2,39	1,79	
39			1	1,67	1,48	2,39	1,79	
40			2	1,68	1,51	2,40	1,79	
41		60	0,1	1,27	1,12	2,37	1,78	
42			1	1,27	1,13	2,37	1,78	
43			2	1,27	1,15	2,38	1,78	



^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = An der Längsrippe entlang, QT = Am Querträger entlang, AUS = An der Ausnehmung entlang.

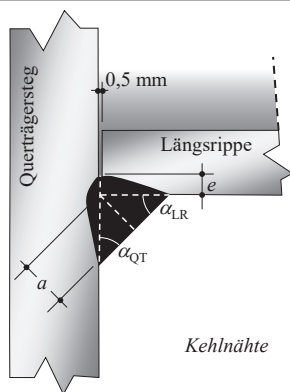
^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.

^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{nom,YR} = 52,61 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante der Seitenbleche.

Spannungskonzentrationsfaktoren für das Submodell YH (Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt an Talbrücke über den Haselholmer Wasserlauf in Schleswig)

Tab. C.11: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell YH (Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt an Talbrücke über den Haselholmer Wasserlauf in Schleswig) mit Kehlnähten

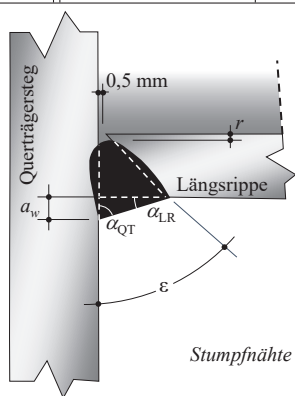
Nr.	Nahtdicke a [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}			
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$
1	3	0	2	1,26	1,07	1,39	1,11
2			3	1,29	1,11	1,39	1,10
3			4	1,32	1,15	1,39	1,09
4			5	1,33	1,18	1,39	1,08
5			5	2	1,19	0,99	1,39
6	3			1,20	1,00	1,39	1,12
7	4			1,20	1,01	1,39	1,12
8	5			1,20	1,02	1,39	1,11
9	6			2	1,17	0,95	1,38
10			3	1,16	0,96	1,38	1,13
11			4	1,16	0,96	1,38	1,12
12			5	1,15	0,96	1,38	1,12
13			10	2	1,07	0,86	1,40
14	3			1,06	0,85	1,40	1,16
15	4			1,05	0,84	1,40	1,16
16	5			1,04	0,84	1,40	1,16



^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = an der Längsrippe entlang, QT = am Querträger entlang, AUS = an der Ausnehmung entlang.
^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.
^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{nom,YH} = 51,23 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante der Seitenbleche.

Tab. C.12: Spannungskonzentrationsfaktoren SCF für das Submodell YH (Längsrippen mit Y-förmigem Querschnitt an Talbrücke über den Haselholmer Wasserlauf in Schleswig) mit Stumpfnähten

Nr.	Nahtspur a_w [mm]	Nahtöffnungswinkel ε [°]	Reststeg r [mm]	Maximaler Spannungskonzentrationsfaktor SCF am Nahtübergang ^{a,b,c}				
				$L-LR$	$S-LR$	$L-QT$	$S-QT$	
17	1	30	0,1	0,97	0,81	1,38	1,07	
18			1	0,99	0,85	1,38	1,07	
19			2	1,01	0,89	1,38	1,06	
20		45	0,1	0,79	0,67	1,38	1,07	
21			1	0,80	0,69	1,38	1,07	
22			2	0,81	0,72	1,38	1,07	
23		60	0,1	0,56	0,49	1,39	1,08	
24			1	0,56	0,50	1,39	1,08	
25			2	0,56	0,51	1,40	1,08	
26		3	30	0,1	1,16	0,95	1,39	1,10
27				1	1,19	0,99	1,39	1,10
28				2	1,21	1,04	1,39	1,10
29	45		0,1	1,00	0,84	1,39	1,10	
30			1	1,01	0,86	1,39	1,09	
31			2	1,02	0,88	1,39	1,09	
32	60		0,1	0,73	0,62	1,39	1,10	
33			1	0,74	0,63	1,39	1,10	
34			2	0,74	0,64	1,39	1,09	
35	5		30	0,1	1,27	1,02	1,38	1,11
36				1	1,28	1,05	1,38	1,11
37				2	1,31	1,09	1,38	1,11
38		45	0,1	1,12	0,93	1,39	1,11	
39			1	1,14	0,95	1,39	1,11	
40			2	1,15	0,97	1,39	1,11	
41		60	0,1	0,87	0,73	1,39	1,12	
42			1	0,87	0,73	1,39	1,11	
43			2	0,88	0,74	1,39	1,11	



^a L = Lastzugewandte Seite, S = Lastabgewandte Seite, LR = An der Längsrippe entlang, QT = Am Querträger entlang, AUS = An der Ausnehmung entlang.

^b Die angegebenen SCF-Werte enthalten bereits spannungserhöhende Effekte aus Versatz etc. in Höhe von 5%. Höhere Anteile sind explizit bei der Bemessung zu berücksichtigen.

^c Bezogen auf eine Nennspannung von $\sigma_{nom,YH} = 51,23 \text{ N/mm}^2$, ausgewertet an der Unterkante der Seitenbleche.

Anhang zu den experimentellen Untersuchungen an der Stuttgarter Sanierungslösung

D.1 Gemessene Dehnungen und Verschiebungen in den statischen Vorversuchen

Tab. D.1: Gemessene Dehnungen in den statischen Vorversuchen (jeweils auf der höchsten Laststufe)

PK	F_{\max} [kN]	DMS-Dehnungen über den Querschnitt [$\mu\text{m}/\text{m}$]										Restliche DMS-Dehnungen [$\mu\text{m}/\text{m}$]			
		100	101	$\varepsilon_{1,\text{mean}}$	200	201	$\varepsilon_{2,\text{mean}}$	300	301	$\varepsilon_{3,\text{mean}}$	400	500	501	700	701
T2A.01	60	69	84	76	-65	-85	-75	-135	-210	-173	-185	-201	-191	–	–
T2A.02	60	74	78	76	-138	-119	-128	-174	-217	-195	-173	-364	-412	–	–
T2A.03	80	111	96	103	-152	-126	-139	-281	-199	-240	-256	-63	-123	–	–
T2A.04	107	131	136	134	-155	-173	-164	-349	-312	-331	-321	-47	-53	–	–
T2A.05	107	-129	-128	-128	200	144	172	301	255	278	333	504	449	–	–
T2A.06	89	134 ^a	– ^a	134	-155	-83	-119	-264	-281	-272	-285	-30	-52	336 ^b	468 ^b
T2B.01-2 ^c	167	203	198	201	-174	-152	-163	-412	-401	-407	-609	74	96	–	–
T2B.02	119	130	117	124	-97	-82	-90	-275	-276	-275	-425	26	-15	–	–
T2B.03	203	232	130	181	-154	-98	-126	-469	-417	-443	-777	76	51	–	–
T2C.01	80	94	98	96	-89	-117	-103	-207	-261	-234	-257	-40	-26	–	–
T2C.02	57	-64	-66	-65	57	85	71	124	163	143	178	157	67	–	–
T2C.03	51	-68	-54	-61	81	54	67	142	119	131	164	158	-6	–	–

^a Anstelle von zwei DMS (100 und 101), wurde ausschließlich nur eine DMS (hier DMS100) in Deckblechmitte angeordnet.

^b Diese DMS wurde unterhalb der untersten Passschraube, am Anschluss zum Querträgersteg, appliziert.

^c Dieser Versuch wurde bereits auf einem niedrigeren Lastniveau bis ca. 2 Mio. Schwingspiele getestet. Die Dehnungswerte sind nur für den hochgesetzten Versuch angegeben.

HINWEIS: Die Positionen der DMS sind hierzu in Abb. 10.9 dargestellt.

D.1 Gemessene Dehnungen und Verschiebungen in den statischen Vorversuchen

Tab. D.2: Gemessene Dehnungen infolge Biegung aus der Ebene (jeweils auf der höchsten Laststufe)

PK	F_{\max} [kN]	Gemessene Dehnungen und prozentuale Anteile					
		$\varepsilon_{1,opb}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Anteil [%]	$\varepsilon_{2,opb}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Anteil [%]	$\varepsilon_{3,opb}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Anteil [%]
T2A.01	60	-7	-10	10	-13	38	-22
T2A.02	60	-2	-2	-10	8	22	-11
T2A.03	80	8	8	-13	10	-41	17
T2A.04	107	-2	-2	9	-5	-18	6
T2A.05	107	0	0	28	16	23	8
T2A.06	89	–	–	-36	31	9	-3
T2B.01-2 ^a	167	2	1	-11	6	-5	1
T2B.02	119	7	5	-8	9	0	0
T2B.03	203	51	28	-28	22	-26	6
T2C.01	80	-2	-2	14	-13	27	-12
T2C.02	57	1	-1	-14	-20	-19	-13
T2C.03	51	-7	11	14	20	12	9

^a Dieser Versuch wurde bereits auf einem niedrigeren Lastniveau bis ca. 2 Mio. Schwingspiele getestet. Die Dehnungswerte sind nur für den hochgesetzten Versuch angegeben. HINWEIS: Die Positionen der DMS sind hierzu in Abb. 10.9 dargestellt.

Tab. D.3: Gemessene Verschiebungen in den statischen Vorversuchen (jeweils auf der höchsten Laststufe)

PK	F_{\max} [kN]	Maschinenweg [mm]	Gemessene Verschiebungen [mm]			
			WA1	WA2	WA3	WA4
T2A.01	60	4,840	0,380	0,445	0,122	–
T2A.02	60	7,985	0,262	1,214	0,739	–
T2A.03	80	5,775	0,187	0,336	-0,904	–
T2A.04	107	8,630	0,181	0,733	0,464	0,663
T2A.05	107	7,4	-0,319	-0,721	-1,202	-0,882
T2A.06	89	4,85	0,312	0,478	0,28	0,205
T2B.01-2 ^a	167	8,375	0,124	0,35	0,058	0,178
T2B.02	119	11,375	0,084	0,208	0,003	0,332
T2B.03	203	8,58	0,127	0,421	0,535	0,316
T2C.01	80	5,045	0,165	0,406	0,209	0,287
T2C.02	57	4,575	-0,09	-0,199	-0,663	-0,129
T2C.03	51	4,325	-0,144	-0,266	-0,515	-0,147

^a Dieser Versuch wurde bereits auf einem niedrigeren Lastniveau bis ca. 2 Mio. Schwingspiele getestet. Die Verschiebungswerte sind nur für den hochgesetzten Versuch angegeben. HINWEIS: Die Positionen der Wegaufnehmer sind hierzu in Abb. 10.9 dargestellt.

D.2 Vergleich der gemessenen und berechneten Dehnungen zur Validierung der FE-Modelle

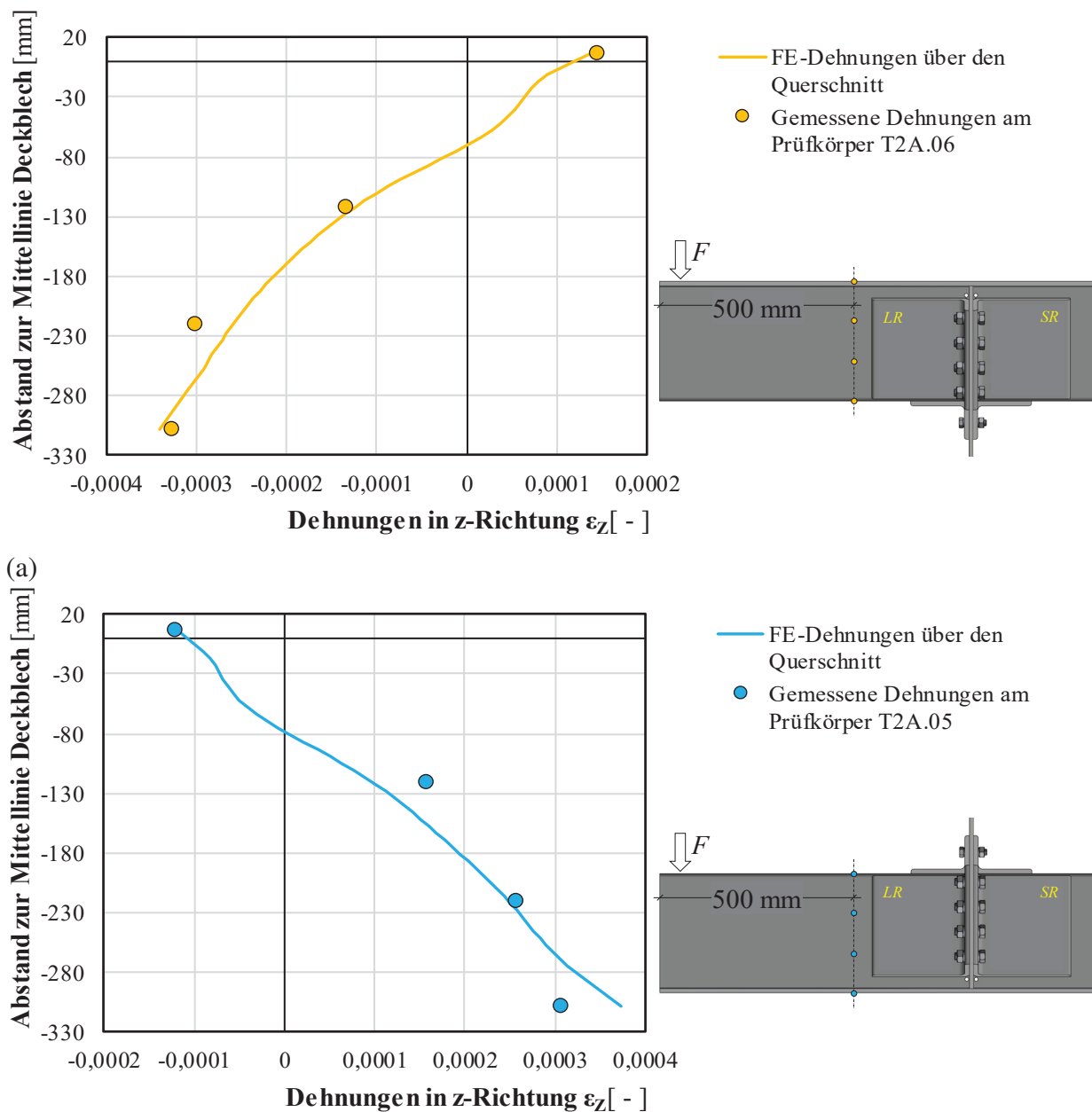
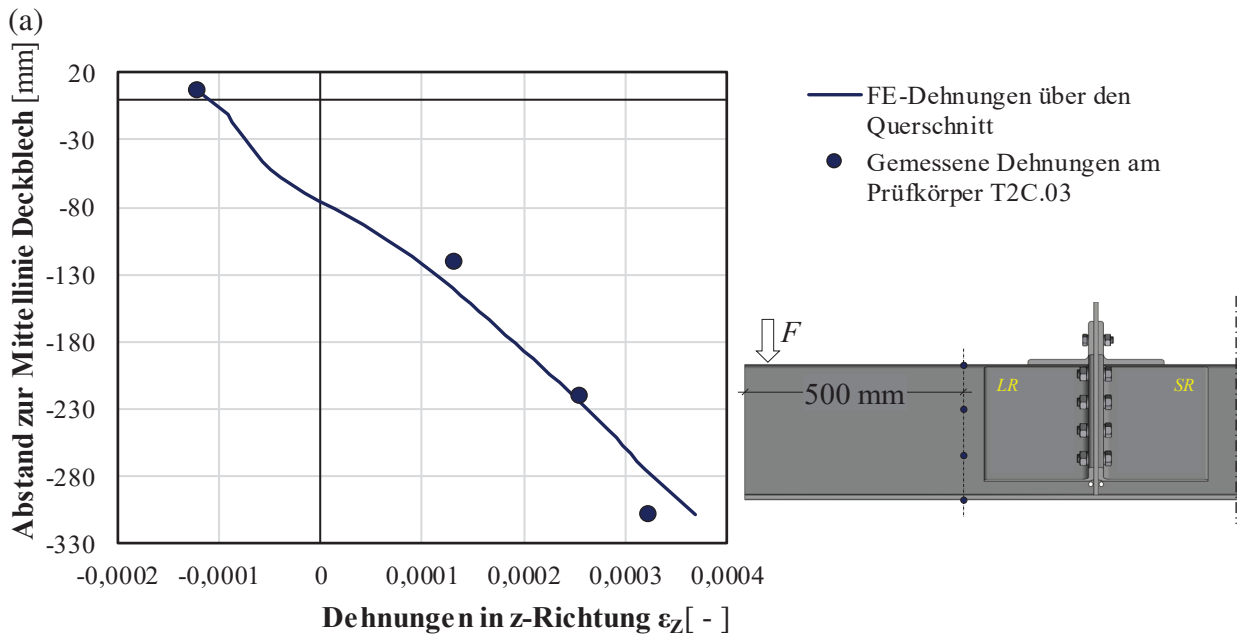
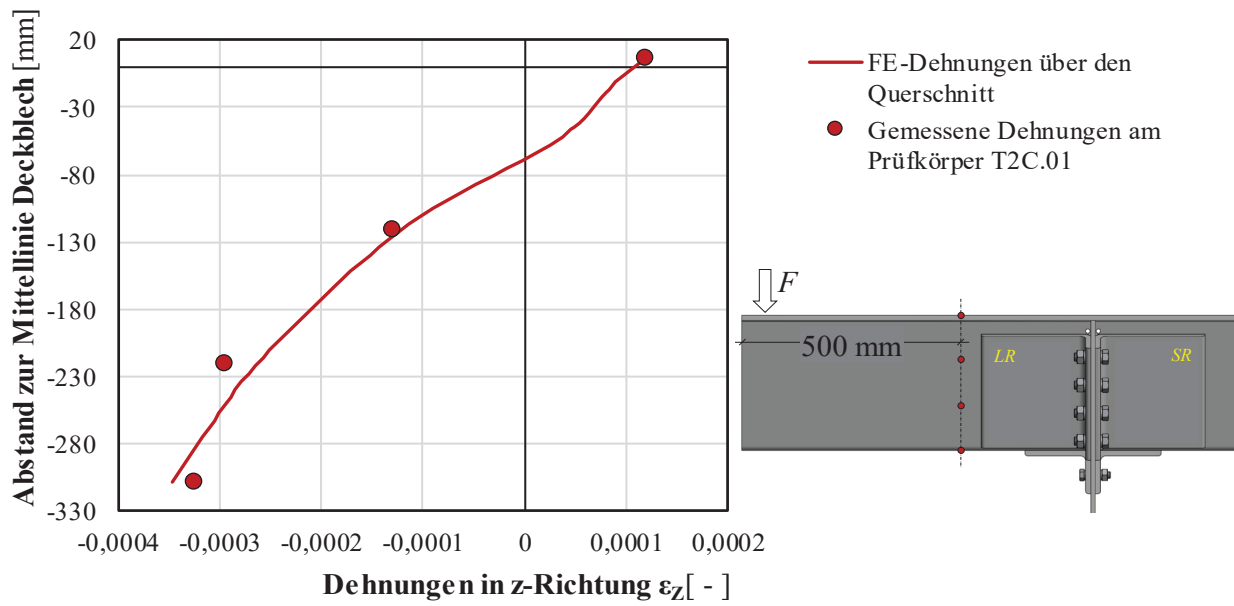


Abb. D.1: Vergleich der berechneten FE-Dehnungen mit den gemessenen Dehnungen (skaliert mit Gl. (10.9)) am (a) Prüfkörper T2A.06 mit negativem Biegemoment und am (b) Prüfkörper T2A.05 mit positivem Biegemoment

D.2 Vergleich der gemessenen und berechneten Dehnungen zur Validierung der FE-Modelle



(b)
Abb. D.2: Vergleich der berechneten FE-Dehnungen mit den gemessenen Dehnungen (skaliert mit Gl. (10.9)) am (a) Prüfkörper T2C.01 mit negativem Biegemoment und am (b) Prüfkörper T2C.03 mit positivem Biegemoment

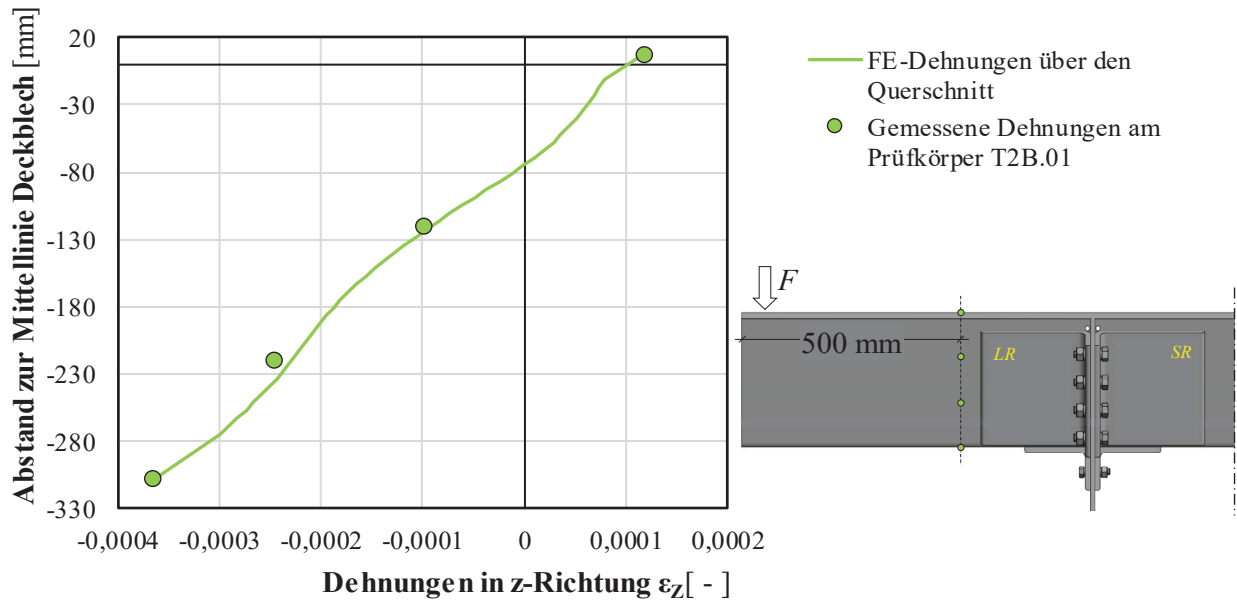


Abb. D.3: Vergleich der berechneten FE-Dehnungen mit den gemessenen Dehnungen (skaliert mit Gl. (10.9)) am Prüfkörper T2B.01 mit negativem Biegemoment

Richtzeichnungen für die Stuttgarter Sanierungslösung

Die im Folgenden dargestellten Richtzeichnungen basieren im Wesentlichen auf den Erkenntnissen aus Kap. 10. Sie stellen anschauliche Praxishilfen für die Anwendung der Stuttgarter Sanierungslösung dar und ermöglichen eine einfache und direkte Umsetzung an einer geschädigten Stahlbrücke.

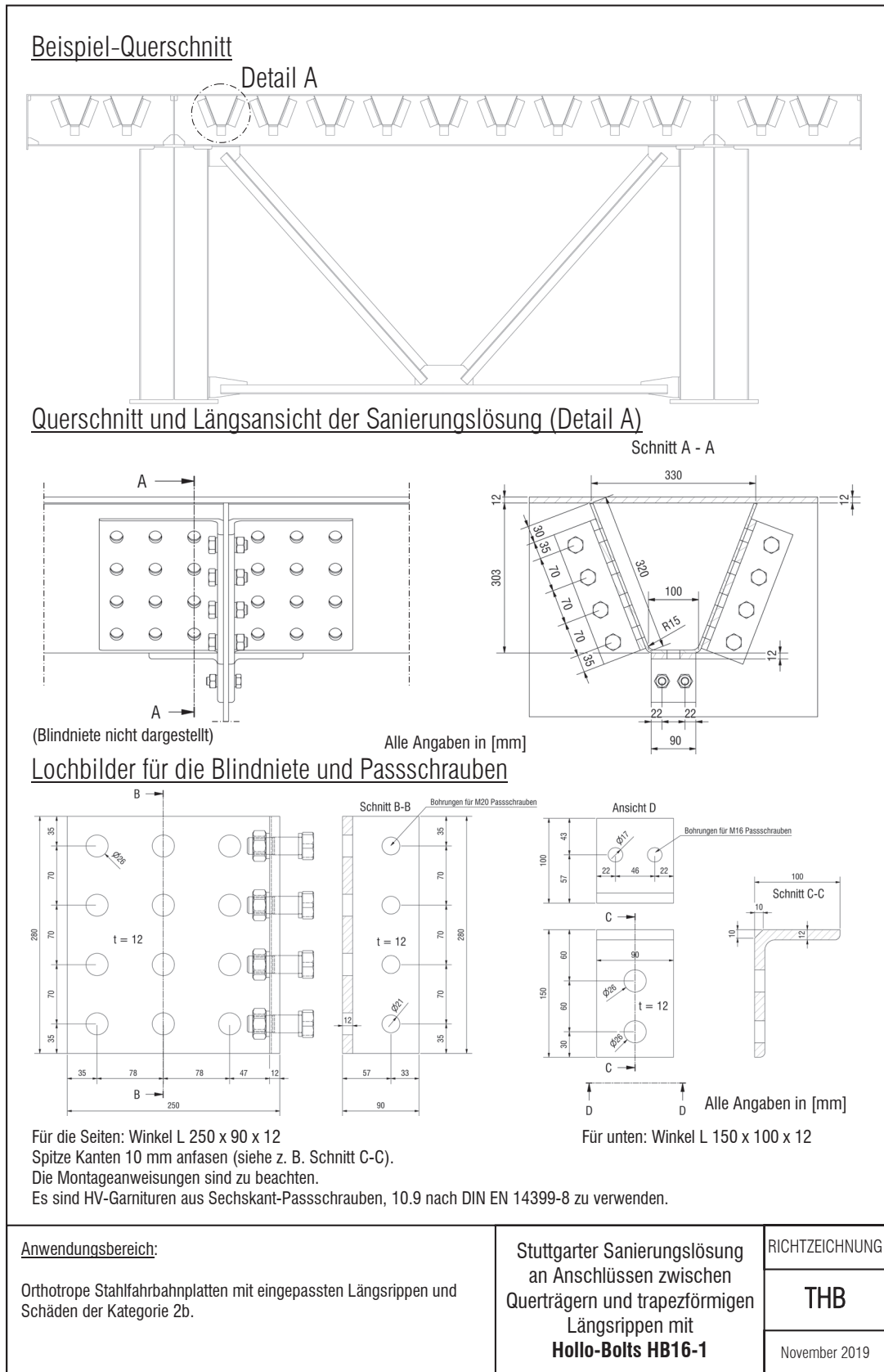


Abb. E.1: Richtzeichnung für die Planung der Stuttgarter Sanierungslösung an trapezförmigen Längsrippen unter Verwendung von Hollo-Bolts (THB)

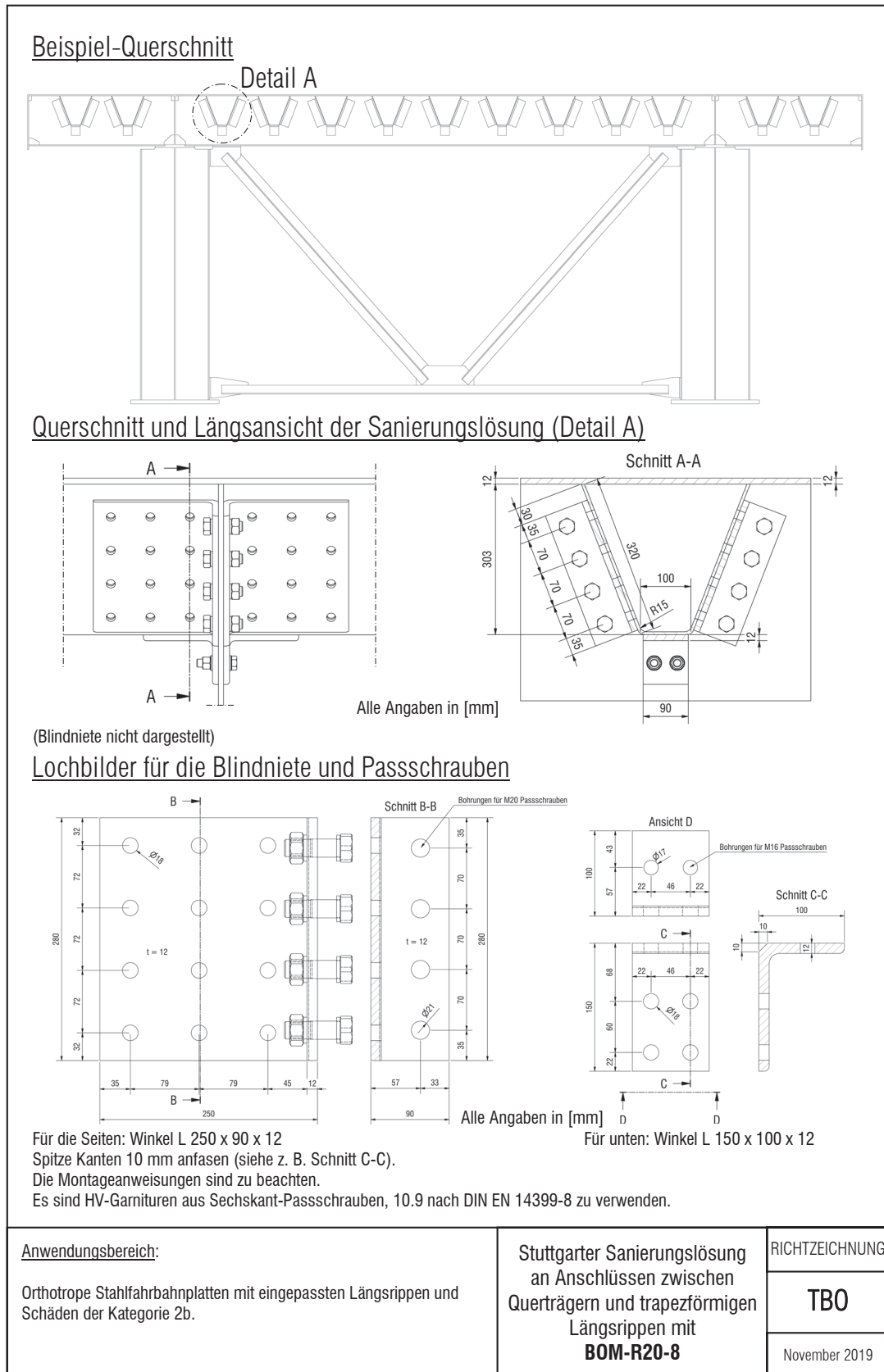


Abb. E.2: Richtzeichnung für die Planung der Stuttgarter Sanierungslösung an trapezförmigen Längsrippen unter Verwendung von BOMs (TBO)

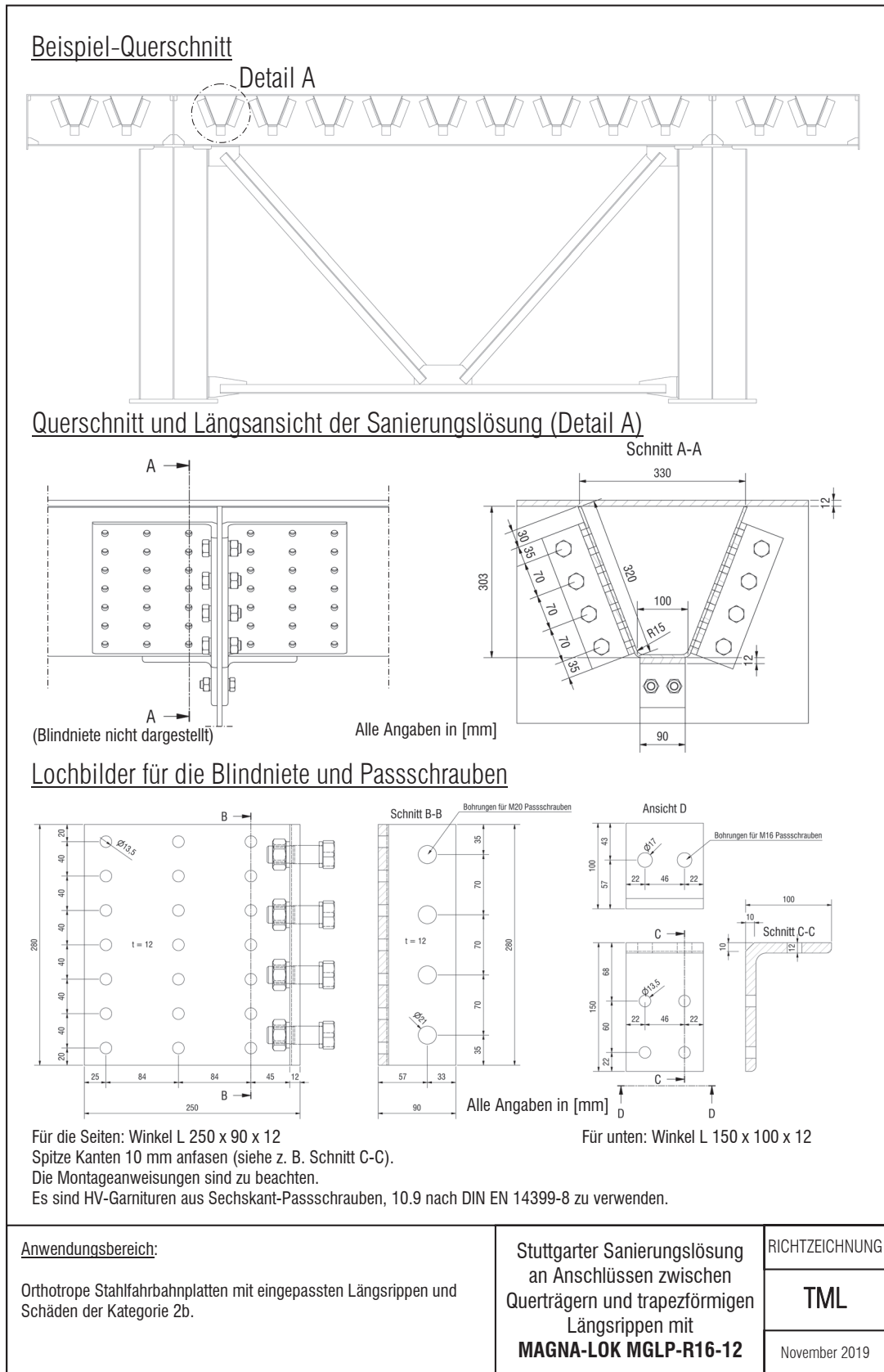


Abb. E.3: Richtzeichnung für die Planung der Stuttgarter Sanierungslösung an trapezförmigen Längsrippen unter Verwendung von Magna-Loks (TML)

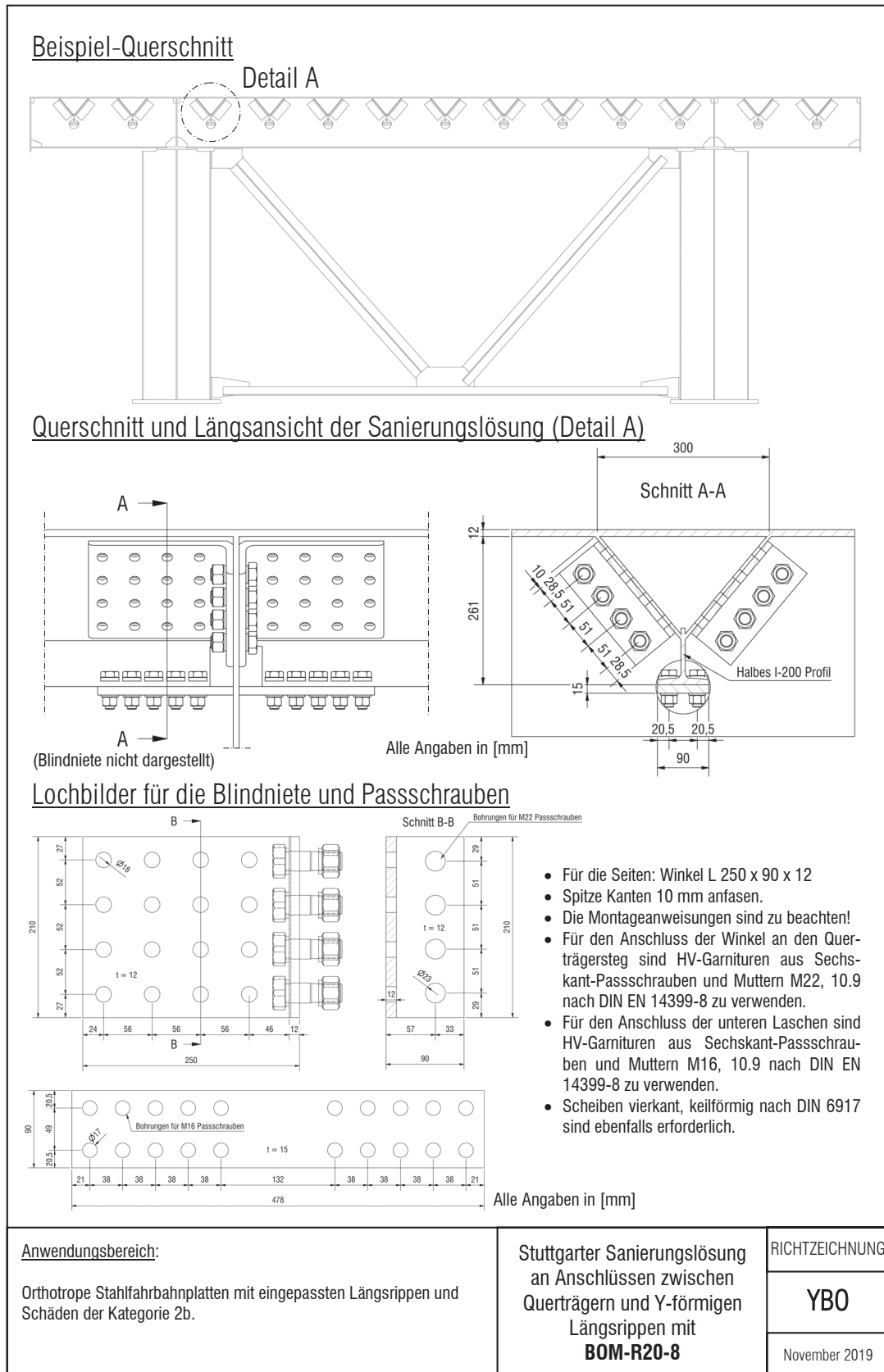


Abb. E.4: Richtzeichnung für die Planung der Stuttgarter Sanierungslösung an Y-förmigen Längsrippen unter Verwendung von BOMs (YBO)

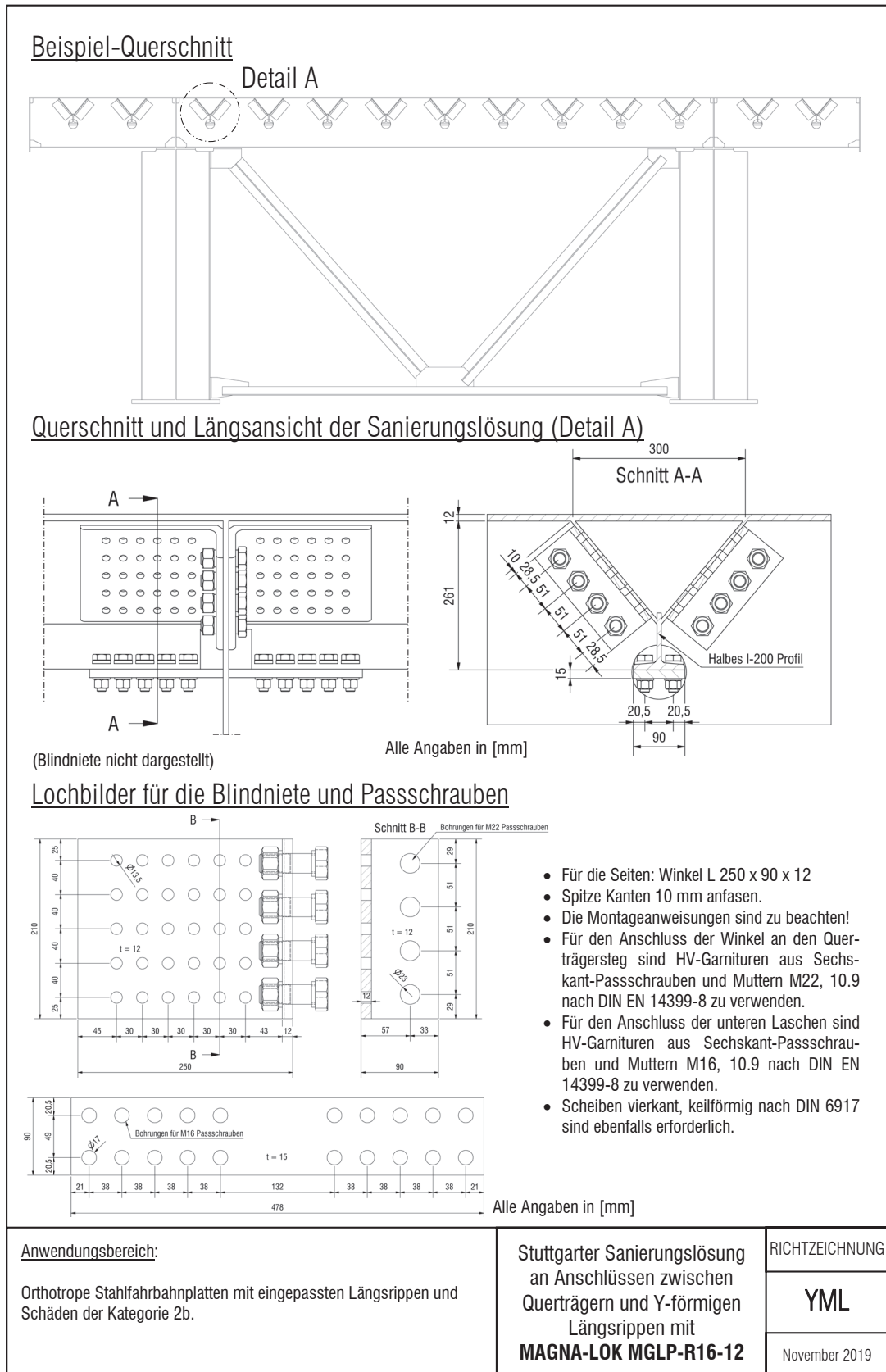


Abb. E.5: Richtzeichnung für die Planung der Stuttgarter Sanierungslösung an Y-förmigen Längsrippen unter Verwendung von Magna-Loks (YML)

Vorgehensweise bei der statistischen Auswertung von Ermüdungsversuchen

F.1 Vorbemerkung

Zu Beginn dieses Abschnitts wird in knapper Form die Vorgehensweise bei der statistischen Auswertung der Ermüdungsversuche nach [180] oder auch [72] wiedergegeben.

Im Allgemeinen werden für die statistische Auswertung nur Versuchsdaten mit Schwingungszahlen berücksichtigt, die zwischen 10^4 und $5 \cdot 10^6$ liegen. Davon abweichende Ermüdungsversuche sind bei der Auswertung zu vernachlässigen. Die sich anschließende statistische Auswertung erfolgt dann in der Regel in zwei Schritten:

1. In einem ersten Schritt wird eine lineare Regression mit vorgegebener, fester Neigung durchgeführt, um die Nennspannungs-Wöhlerkurve zu ermitteln, die eine Überlebenswahrscheinlichkeit von 50% repräsentiert.
2. Auf Grundlage der ermittelten Regressionsgerade kann in einem weiteren Schritt ein Vorhersageintervall gebildet werden, das Unsicherheiten für zukünftige Stichproben an Ermüdungsversuchen berücksichtigen kann [84]. Im letzten Schritt der statistischen Auswertung kann schließlich der charakteristische Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit für die 95% Überlebenswahrscheinlichkeit der in den Versuchen getesteten Prüfkörper bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen ermittelt werden.

F.2 Lineare Regression

Je nach Bemessungskonzept ist zuerst eine Neigung der Wöhlerkurve von $m = 3$ (Strukturspannungskonzept) oder $m = 5$ (Nennspannungskonzept) anzunehmen. Anschließend ist der Mittelwert der Stichprobe zu ermitteln:

$$\overline{\log S} = \frac{\sum \log S_i}{n} \quad (\text{F.1})$$

Dabei stellt S die Nenn- oder Strukturspannungsschwingbreite und n den Stichprobenumfang dar. Die Anzahl der Freiheitsgrade für die Regression kann außerdem durch die vorgegebene Neigung der Wöhlerlinie um 1 reduziert werden und beträgt demnach $dof = n - 1$. Im doppellogarithmischen Maßstab wird zwischen S und N eine lineare Beziehung unterstellt, die sich somit wie folgt beschreiben lässt:

$$\log a = \frac{1}{n} \left(\sum \log N_i + m \cdot \sum \log S_i \right) \quad (\text{F.2})$$

F.3 Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit

Dabei definiert $\log a$ den Schnittpunkt mit der Abszisse bzw. der $\log N$ -Achse. Anschließend kann der Referenzwert der Regressionskurve bei $N = 2 \cdot 10^6$ Schwingspielen und einer Überlebenswahrscheinlichkeit von 50% berechnet werden zu:

$$\log S_{50\%} = \frac{\log 2 \cdot 10^6 - \log a}{-m} \quad (\text{F.3})$$

Nach den Vorgaben in [72] oder auch im Hintergrunddokument [180] zur EN 1993-1-9 [58] und auf Basis der zuvor ermittelten Regressionsgeraden kann anschließend ein Vorhersageintervall gebildet werden, das die Unsicherheiten zukünftiger Stichproben berücksichtigt. Unter Vorgabe einer bekannten, konstanten Neigung der S - N -Kurve ergibt sich dann:

$$\log N_{95\%} = \log 2 \cdot 10^6 - t_{\alpha, n-1} \cdot s \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \quad (\text{F.4})$$

Dabei sind

$t_{\alpha, n-1} \dots$ Koeffizient der studentschen t -Verteilung, z.B. nach [101, Table A.7]

$\alpha \dots$ Signifikanzniveau [%]

$s \dots$ Standardabweichung, mit

$$s = \sqrt{\frac{\sum (\log N_i - \log N_i^{LR})^2}{dof}}$$

F.3 Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit

Der charakteristische Referenzwert der Ermüdungsfestigkeit bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen ergibt sich bei Vorgabe einer festen Neigung m schließlich wie folgt:

$$\log a_{95\%} = \log N_{95\%} + m \cdot \log S_{50\%} \quad (\text{F.5})$$

$$\log S_C = \frac{\log 2 \cdot 10^6 - \log a_{95\%}}{-m} \quad (\text{F.6})$$

$$\Delta \sigma_C = 10^{\log S_C} = S_C \quad (\text{F.7})$$

Literaturverzeichnis

- [1] ACEVEDO, C.: *Influence of Residual Stresses on Fatigue Response of Welded Tubular K-Joints*. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Schweiz, 2010.
- [2] ANSYS 16.2: *Documentation for ANSYS*. Release: August 2015.
- [3] ANSYS 18.0: *Documentation for ANSYS*. Release: Februar 2017.
- [4] API RP 2A-WSD: *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design*. American Petroleum Institute (API), 2005.
- [5] AWS D1.1/D1.1M: *Structural Welding Code – Steel*. American Welding Society (AWS), 2006.
- [6] BAERHEIM, M.: *Stress Concentrations in Tubular Joints Welded from One Side*. In: Proceedings of the 6th International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE '96) Bd. IV. Los Angeles, USA, 1996, S. 47–51.
- [7] BAREGG INFO: *3'186 t schwer; 249 Tage lang*. In: Baregg Info Spezial 4. Regierungsrat Peter C. Beyeler (Hrsg.). (2000).
- [8] BARSOUM, Z.: *Residual stress analysis and fatigue of multi-passwelded tubular structures*. In: Engineering Failure Analysis 15 (2008), S. 863–874.
- [9] BARSOUM, Z.; JONSSON, B.: *Influence of weld quality on the fatigue strength in seam welds*. In: Engineering Failure Analysis 18 (2011), S. 971–979.
- [10] BEALES, C.: *Assessment of trough to crossbeam connections in orthotropic steel bridge decks - Research Report 276* / Bridges Division, Structures Group, Transport and Road Research Laboratory (TRRL). 1990. – Forschungsbericht.
- [11] BENNING, H.; GOJ, K.; MARZAHN, G.; MERTZSCH, O.: *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand – Veranlassung und Grundsätze*. In: Bauingenieur 87 (2012), Nr. 1, S. 1–10.

- [12] BERICHTE: *Voll verschweißte integrale Verbundbrücke aus Rohren großer Abmessung*. In: Stahlbau 78 (2009), Nr. 8, S. 593–595.
- [13] BERNHARDT, K.; MOHR, B.; SEIFRIED, G.; ANGELMAIER, V.: *Talbrücke Korntal-Münchingen*. In: Stahlbau 72 (2003), S. 61–70 und 147–156.
- [14] BORGES, L. A. C.: *Size Effects in the Fatigue Behaviour of Tubular Bridge Joints*. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Schweiz, 2008.
- [15] BROZZETTI, J.; WARDENIER, J.; MANG, F.; SEDLACEK, G.; DUTTA, D.; GROTMANN, D.: *Background Documentation 9.03: Background information on fatigue design rules for hollow sections – Part 1: Classification method – Statistical evaluation – Chapter 9*. Eurocode 3 Editorial Group, 1991.
- [16] BRULS, A.: *Calibration of load model for fatigue calculation*. In: IABSE REPORTS 59 (Hrsg.): IABSE Workshop: Remaining fatigue life of steel structures. Lausanne, Switzerland, 1990, S. 23–33.
- [17] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG: *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. 2011.
- [18] CONNOR, R.; FISHER, J.; GATTI, W.; GOPALARATNAM, V.; KOZY, B.; LESHKO, B.; MCQUAID, D. L.; MEDLOCK, R.; MERTZ, D.; MURPHY, T.; PATERSON, D.; SORENSEN, O.; YADLOSKY, J.: *Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges*. Report No. FHWA-IF-12-027, Office of Bridge Technology Federal Highway Administration (FHWA), 2012.
- [19] CONNOR, R. J.: *Influence of Cutout Geometry on Stresses at Welded Rib-to-Diaphragm Connections in Steel Orthotropic Bridge Decks*. In: Journal of the Transportation Research Board (2004), S. 78–87.
- [20] CORNELIUS, W.: *Die Berechnung der ebenen Flächentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte*. In: Der Stahlbau 21 (1952), S. H. 2, S. 21–24, H. 3, S. 43–48 und H. 4, S. 60–64.
- [21] CROCE, P.: *Background to fatigue load models for Eurocode 1: Part 2 Traffic Loads*. In: Progress in Structural Engineering and Materials 3 (2001), S. 335–345.
- [22] CUNINGHAME, J. R.: *Fatigue classification of welded joints in orthotropic steel bridge decks - Research Report 259* / Bridges Division, Structures Group, Transport and Road Research Laboratory (TRRL). 1990. – Forschungsbericht.
- [23] CUNINGHAME, J. R.: *Strengthening fatigue prone details in a steel bridge deck*. The Welding Institute : International Conference on Fatigue of Welded Constructions, Brighton, England, 7-9 April 1987, S. 127–137.
- [24] CUNINGHAME, J. R.; KOLSTEIN, H.; PASCHEN, M.: *Ermüdungsversuche mit orthotropen Platten und Konsequenzen für die Beurteilung bestehender Fahrbahnplatten*. In: Stahlbau 65 (1996), S. 452–458.

- [25] DALLY, J. W.; RILEY, W. F.: *Experimental Stress Analysis*. McGraw-Hill, 1991.
- [26] DAST-RICHTLINIE 029: *Geschweißte K- und KK-Knoten aus Rundhohlprofilen unter Ermüdungsbeanspruchung*. Stahlbau Verlags- und Service GmbH, April 2021.
- [27] DE BACK, J.: *The design aspects and fatigue behavior of tubular joints*. In: *Steel in Marine Structures, Steel in Marine Technology - 3, Proceedings of the 3rd International ECSC Offshore Conference on Steel in Marine Structures (SIMS '87)*. Delft, The Netherlands, 1987, S. 205–223.
- [28] DE BACK, J.; VAESSEN, G. H. G.: *Effect of plate thickness, temperature and weld toe profile on the fatigue and corrosion fatigue behaviour of welded offshore structures – Part I & II*. Final Report ECSC Convention 7210/KG/601, 1986.
- [29] DE CORTE, W.; JANSSEUNE, A.: *Review of FE-based fatigue evaluation methods for the rib to floorbeam welds in orthotropic bridge decks*. In: *Key Engineering Materials 627* (2015), S. 337–340.
- [30] DE CORTE, W.; VAN BOGAERT, P.: *Fatigue Assessment of Orthotropic Bridge Crossbeams: A Combined Framework – F.E. Approach*, 3rd European Conference in Steel Structures, Coimbra, Portugal, 19-20 September 2002, S. 841–850.
- [31] DE JONG, F. B. P.: *Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks*. Dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands, 2007.
- [32] DE KONING, C. H. M.; PUTHLI, R. S.; WARDENIER, J.; DUTTA, D.: *Fatigue behaviour of multiplanar welded hollow section joints and reinforcement measures for repair, CIDECT-Program 7J/92 (Part 1: Experimental investigation on K-type joints between CHS in complete girders)*. Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT), 1992.
- [33] DELÉMONT, T.; BOUVET, C.; HERION, S.; HRABOWSKI, J.; PITTET, Y.: *Pont du Lanciau – eine Rohrfachwerkbrücke als Ersatzneubau*. In: *Stahlbau 88* (2019), S. 146–152.
- [34] DENZER, G.; WEYER, U.; DIECKMANN, C.: *Die Talbrücke St. Kilian – Entwurf und Ausführung*. In: *Stahlbau 75* (2006), S. 105–116.
- [35] DEXTER, R. J.; FISHER, J. W.: *Fatigue Cracking of Orthotropic Steel Decks*. In: *IABSE REPORTS 76* (Hrsg.): *IABSE Workshop: Evaluation of Existing Steel and Composite Bridges*. Lausanne, Switzerland, 1997, S. 203–212.
- [36] DEXTER, R. J.; OCEL, J. M.: *Manual for Repair and Retrofit of Fatigue Cracks in Steel Bridges*. University of Minnesota : U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (FHWA) Publication No. FHWA-IF-13-020, 2013.
- [37] DIETRICH, R. J.; HERION, S.: *Brücken mit Stahlrohrtragwerken gestalten und realisieren*. Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 2018.

- [38] DILGER, K.; KRANZ, B.: *Erweiterung des Strukturspannungskonzepts auf Schweißverbindungen an Aluminiumkonstruktionen mit Anriss nicht am Schweißnahtübergang*. In: *Schweißen und Schneiden* 57 (2005), S. 264–267.
- [39] DIN-FACHBERICHT 101: *Einwirkungen auf Brücken*. Beuth, 2003.
- [40] DIN-FACHBERICHT 102: *Betonbrücken*. Beuth, 2003.
- [41] DIN-FACHBERICHT 103: *Stahlbrücken*. Beuth, 2003.
- [42] DIN-FACHBERICHT 104: *Verbundbrücken*. Beuth, 2003.
- [43] DIN 1076: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung*. Beuth, 1999.
- [44] DIN 15018-1: *Krane – Teil 1: Grundsätze für Stahltragwerke, Berechnung*. Beuth, 1984.
- [45] DIN 4132: *Kranbahnen, Stahltragwerke – Grundsätze für Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung*. Beuth, 1981.
- [46] DIN 6917: *Scheiben vierkant, keilförmig für HV-Schrauben an I-Profilen in Stahlkonstruktionen*. Beuth, 1989.
- [47] DIN EN 10025-2: *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle*. Beuth, 2005.
- [48] DIN EN 10210-1: *Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen – Teil 1: Technische Lieferbedingungen*. Beuth, 2006.
- [49] DIN EN 10210-2: *Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen – Teil 2: Grenzabmaße, Maße und statische Werte*. Beuth, 2006.
- [50] DIN EN 1090-2: *Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken*. Beuth, 2018.
- [51] DIN EN 14399-8: *Hochfeste vorspannbare Garnituren für Schraubverbindungen im Metallbau – Teil 8: System HV-Garnituren aus Sechskant-Passschrauben und Muttern*. Beuth, 2019.
- [52] DIN EN 1991-2: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten von Brücken*. Beuth, 2010.
- [53] DIN EN 1991-2/NA: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten von Brücken – Nationaler Anhang*. Beuth, 2010.
- [54] DIN EN 1993-1-1: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Beuth, 2010.

- [55] DIN EN 1993-1-1/NA: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Beuth, 2017.
- [56] DIN EN 1993-1-5: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile*. Beuth, 2010.
- [57] DIN EN 1993-1-8: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*. Beuth, 2010.
- [58] DIN EN 1993-1-9: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-9: Ermüdung*. Beuth, 2010.
- [59] DIN EN 1993-2: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken*. Beuth, 2010.
- [60] DIN EN 1993-2/NA: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken – Nationaler Anhang*. Beuth, 2014.
- [61] DIN EN ISO 14588: *Blindniete – Begriffe und Definitionen*. Beuth, 2001.
- [62] DIN EN ISO 14589: *Blindniete – Mechanische Prüfung*. Beuth, 2001.
- [63] DIN EN ISO 17637: *Zerstörungsfreie Prüfung von Schweißverbindungen – Sichtprüfung von Schmelzschweißverbindungen*. Beuth, 2017.
- [64] DIN EN ISO 3452-1: *Zerstörungsfreie Prüfung – Eindringprüfung – Teil 1: Allgemeine Grundlagen*. Beuth, 2014.
- [65] DIN EN ISO 3452-6: *Zerstörungsfreie Prüfung – Eindringprüfung – Teil 6: Eindringprüfung bei Temperaturen unter 10°C*. Beuth, 2009.
- [66] DIN EN ISO 5817: *Schweißen – Schmelzschweißverbindungen an Stahl, Nickel, Titan und deren Legierungen (ohne Strahlschweißen) – Bewertungsgruppen von Unregelmäßigkeiten*. Beuth, 2014.
- [67] DIN V ENV 1991-3: *Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragbauwerke, Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken*. Deutsche Fassung ENV 1991-3:1995, Beuth, 1996.
- [68] DIN V ENV 1993-1-1: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Deutsche Fassung ENV 1993-1-1:1992, Beuth, 1992.
- [69] DNV-RP-C203: *Fatigue Design of Offshore Steel Structures*. Recommended Practice, Det Norske Veritas (DNV), 2010.
- [70] DNVGL-CG-0129: *Fatigue assessment of ship structures*. Class guideline, Det Norske Veritas (DNV), 2015.

- [71] DORRER, G.: *Innovative Wege im Verbundbrückenbau*. In: Stahlbau 76 (2007), S. 694–699.
- [72] DREBENSTEDT, K.; EULER, M.: *Statistical Analysis of Fatigue Test Data according to Eurocode 3*. In: Proceedings of the 9th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS). Malbourne, Australia, 2018, S. 444.
- [73] DÖRNEN, A.: *Stahlüberbau der Weserbrücke Porta*. In: Der Stahlbau 24 (1955), Nr. 5, S. 97–101.
- [74] DUTTA, D.: *Hohlprofilkonstruktionen*. Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 1999.
- [75] DUTTA, D.; MANG, F.; WARDENIER, J.: *CIDECT-Monografie Nr. 7, Teil 1: Schwingfestigkeitsverhalten geschweißter Hohlprofilverbindungen*. Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT), Beratungsstelle für Stahlverwendung, 1981.
- [76] DUTTA, D.; WARDENIER, J.; NOORDHOEK, C.: *Circular Hollow Section Joints Fatigue Behaviour, CIDECT-Program 7A-80 (Section 1)*. Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT), 1980.
- [77] DUTTA, D.; WARDENIER, J.; YEOMANS, N.; SAKAE, K.; BUCAK, Ö.; PACKER, J. A.: *CIDECT – Konstruieren mit Stahlhohlprofilen – Teil 7: Zusammenbau und Aufstellung von Hohlprofilkonstruktionen*. Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT), TÜV-Verlag GmbH, 1998.
- [78] DVS MERKBLATT 1709: *Instandsetzung und Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten*. 2008.
- [79] ECCS TC6 No. 43: *Recommendations For the Fatigue Design of Steel Structures*. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), 1985.
- [80] EFTHYMIIOU, M.: *Development of SCF formulae and generalized influence functions for use in fatigue analysis*. In: Proceedings of the Conference on Recent Developments in Tubular Joints Technology. Surrey, UK, 1988, S. 2–1 bis 2–33.
- [81] ENV 1991-3: *Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures, Part 3: Traffic Loads on Bridges*. Beuth, 1995.
- [82] ETA 10/0416: *Hollo-Bolt®*. Lindapter International, Bradford, Großbritannien. Europäische Technische Zulassung, BMTRADA, High Wycombe, Großbritannien. Gültigkeit: 30.11.2015 – 30.11.2020, 2015.
- [83] EULER, M.; BOVE, S.; KUHLMANN, U.: *Database of fatigue tests on welded unstiffened tubular joints of circular hollow sections – Contribution to Working Group B: Hollow Sections ECCS Technical Committee 6 – Fatigue*. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (unveröffentlicht), 2014.

- [84] EULER, M.; KUHLMANN, U.: *Background Documentation 9.01a – Background information on fatigue design rules, Statistical evaluation (revised version of the 1st draft of Background Documentation 9.01)*. ECCS Technical Committee 6 – Fatigue (unveröffentlicht), Draft 09.11.2016.
- [85] FALKE, J.: *Zum Tragverhalten und zur Berechnung von Querträgern orthotroper Platten*. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983.
- [86] FARAJIAN, M.; FENZL, R.; BECKMANN, C.; TEMPEL, P.; KRANZ, B.; WAGNER, S.; SIEGELE, D.: *Quantifizierung des Einflusses der Nahtqualität auf die Ermüdungsfestigkeit von Schweißverbindungen – Forschungsbericht: IGF-17.559B/DVS-Nr. 09.055*. Fraunhofer Institut für Werkstoffmechanik (IWM), 2016.
- [87] FELDMANN, M.; SEDLACEK, G.; GESSLER, A.: *A System of Steel-Elastomer Sandwich Plates for Strengthening Orthotropic Bridge Decks*. In: *Mechanics of Composite Materials* 43 (2007), Nr. 2, S. 183–190.
- [88] FRICKE, W.: *Guideline for the Fatigue Assessment by Notch Stress Analysis for Welded Structures (IIW-Doc. XIII-2240-08/XV-1289-08)*. 2008.
- [89] FRICKE, W.: *IIW Guideline for the Assessment of Weld Root Fatigue*. In: *Welding in the World* 57 (2013), S. 753–791.
- [90] FRICKE, W.; KAHL, A.: *Fatigue Assessment of Weld Root Failure of Hollow Section Joints by Structural and Notch Stress Approaches*. In: *Welding in the World* 50 (2006), S. 1–7.
- [91] FRIED. KRUPP GMBH, INDUSTRIE- UND STAHLBAU: *Betriebsfestigkeitsversuche von Stahlleichtfahrbahnen mit Trapezhohlsteifen im Eisenbahnbrückenbau*. 1982. – Forschungsbericht P76, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V..
- [92] FRIEDRICH, H.: *Überblick: Schäden und Instandsetzungsvarianten*. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) : Expertengespräch „Neue Entwicklungen im Stahlbrückenbau“, Bergisch Gladbach, 2008.
- [93] FRIEDRICH, H.; QUAAS, B.: *Stahlbrücken – Bestandsanalyse, Erhaltung und Erweiterung*. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) : Fachgespräch Stahlbrückenbau, Bergisch Gladbach, 2017.
- [94] GEISSLER, K.; KROHN, S.: *Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung*. Brücken- und Ingenieurbau, Heft B123, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2016.
- [95] GIENCKE, E.: *Die Grundgleichungen für die orthotrope Platte mit exzentrischen Streifen*. In: *Der Stahlbau* 24 (1955), Nr. 6, S. 128–129.
- [96] GÜNTHER, H.-P.: *Ermüdungsverhalten von Stahlträgern mit schlanken Stegblechen im Brückenbau*. Dissertation, Universität Stuttgart, Deutschland, 2002.

- [97] GRAF, O.: *Über Leichtfahrbahntragwerke für stählerne Straßenbrücken*. In: Die Bautechnik 10 (1937), S. 110–112.
- [98] GRANDT, J.: *Blindniettechnik – Qualität und Leistungsfähigkeit moderner Blindniete*. Landsberg/Lech : Die Bibliothek der Technik Band 97, verlag moderne industrie AG, 1994.
- [99] GRANDT, J.: *Blindnietgewindesysteme – Typen, Verarbeitung, Einsatzbereiche*. Landsberg/Lech : Die Bibliothek der Technik Band 159, verlag moderne industrie AG, 1998.
- [100] GURNEY, T. R.: *State-Of-The-Art-Review 8: Fatigue of Steel Bridge Decks*. Transport Research Laboratory (TRL), Department of Transport : London: HMSO, 1992.
- [101] HAHN, G. J.; MEEKER, W. Q.: *Statistical Intervals: A Guide for Practitioners*. New York: Wiley, 1991.
- [102] HAMME, M.; NAUMANN, J.; PREHN, W.: *Pilotprojekt zur Instandsetzung orthotroper Platten*. In: Stahlbau 76 (2007), Nr. 7, S. 432–437.
- [103] HANSWILLE, G.: *Anwendung der Teile 2 der Eurocodes 3 und 4 für Stahl- und Verbundbrücken – Erste Erfahrungen und europäische Überlegungen zur Weiterentwicklung der Regelwerke*. In: Stahlbau 83 (2014), Nr. 4, S. 217–226.
- [104] HANSWILLE, G.; PIEL, W.: *Schäden an der orthotropen Fahrbahnplatte der Stabbogenbrücke über den Rhein-Herne Kanal im Zuge der A42 (Bauwerk-Nr. 4407 510A)*. Landesbetrieb Straßenbau NRW, Niederlassung Bochum, 2005. – Gutachterliche Stellungnahme (unveröffentlicht).
- [105] HANSWILLE, G.; PIEL, W.: *Sanierung der Schäden an der orthotropen Fahrbahnplatte der Stabbogenbrücke über den Rhein-Herne Kanal im Zuge der A42 – Stellungnahme hinsichtlich zukünftiger Schweißarbeiten unter Verkehr (Bauwerk-Nr. 4407 510A)*. Landesbetrieb Straßenbau NRW, Niederlassung Bochum, 2007. – Gutachterliche Stellungnahme (unveröffentlicht).
- [106] HENRY VENABLES PRODUCTS LTD: *Blind Bolt*. <https://www.blindbolt.co.uk>. – Abrufdatum: 2. März 2022.
- [107] HERION, S.; HRABOWSKI, J.; UMMENHOFER, T.; LADENDORF, P.; PIJERS, R.: *Erweiterung der Ermüdungsbemessung von K-Knoten mit Spalt aus RHP und KHP auf hochfeste Stähle und dickwandige Profile*. Forschungsbericht P1132, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA), 2020.
- [108] HERION, S.; VESELCIC, M.; PUTHLI, R.; HIRT, M. A.; NUSSBAUMER, A.; HALDIMANN, S.; SCHLAICH, J.; SCHLAICH, M.; SCHOBER, H.: *Wirtschaftliches Bauen von Straßen- und Eisenbahnbrücken aus Stahlhohlprofilen*. Forschungsbericht P591, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA), 2010.
- [109] HEYMAN MANUFACTURING GMBH: *Blindnietbolzen – extreme Belastung BOM*. <https://www.heyman.de/pdf/schliessringbolzen-bom-2016/136/t/p>. – Abrufdatum: 04.06.2018.

- [110] HÄNSCH, H.; MÜLLER, G.: *Dauerfestigkeits-Versuche an geschweissten Strassenbrücken-Bauteilen*. In: Bericht Symposium über Ermüdungsfestigkeit. Prag : Tschechoslowakische wissenschaftlich-technische Gesellschaft, 08.–10.09.1960, S. 385–419.
- [111] HOBACHER, A.F.: *Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components (IIW-Doc. IIW-2259-15 ex XIII-2460-13/XV-1440-13. This document is a revision of XIII-2151r4-07/XV-1254r4-07)*. 2. Edition. Springer International Publishing AG, 2016.
- [112] HOBACHER, A.F.; KASSNER, M.: *On Relation Between Fatigue Properties of Welded Joints, Quality Criteria and Groups in ISO 5817*. In: *Welding in the World* 56, S. 153–169.
- [113] HRABOWSKI, J.; HERION, S.: *Design recommendations for fatigue-loaded hollow section K-joints with gap*. In: *Procedia Structural Integrity* 19 (2019), S. 267–274.
- [114] HUBER, M. T.: *Die Theorie der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten nebst Anwendungen auf mehrere bautechnisch wichtige Aufgaben über rechteckige Platten*. In: *Der Bauingenieur* 12 (1923), S. 354–360 und 392–395.
- [115] HUBER, R.: *Entwicklung eines numerischen Modells einer orthotropen Stahlfahrbahnplatte mit lokaler Betrachtung einer Sanierungsmaßnahme*. Masterarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilungs-Nr. 2017-6X, 2017.
- [116] IIDA, K.; SAKURAI, H.; HAYASHI, S.: *Fatigue Strength of Welded Tubular K-joints of 800 N/mm² Class High Strength Steel (IIW-Doc. XIII-872-78, XV-419-78)*. 1978.
- [117] IWASAKI, T.; KAWAHARA, M.; ASANO, K.: *Fatigue Crack Growth Behavior in Welded Tubular Joints in T, TY and K*. In: *Proceedings of the 11th Annual Offshore Technology Conference (OTC)*. Houston, Texas, USA, 1979, S. 575–582.
- [118] JONSSON, B.; DOBMANN, G.; HOBACHER, A.F.; KASSNER, M.; MARQUIS, G.: *IIW Guidelines on Weld Quality in Relationship to Fatigue Strength*. Springer International Publishing AG, 2016.
- [119] KALKOWSKY, F.; GLIENKE, R.; BLUNK, C.; DÖRRE, M.; HENKEL, K.-M.: *Zur Bemessung und Ausführung von querkraftbeanspruchten Blindnietverbindungen im Stahlleichtbau*. In: *Stahlbau* 88 (2019), S. 1079–1101.
- [120] KALKOWSKY, F.; GLIENKE, R.; BLUNK, C.; DÖRRE, M.; HENKEL, K.-M.: *Zur Bemessung von Scher-/Lochleibungsverbindungen mit Blindnieten im Stahlbau*. In: *Stahlbau* 89 (2020), S. 304–325.
- [121] KARLSSON, A.; WESLEY, C.: *Fatigue Analysis for Orthotropic Steel Deck Bridges*. Masterarbeit, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, Nr. 2015:14, 2014.
- [122] KINOMOTO, T.; KAJIHARA, M.; HIRABAYASHI, Y.; KONISHI, T.; MURANO, M.; SAITO, G.: *Inspection and Retrofitting of Fatigue Damaged Orthotropic Steel Deck*. In: *IABSE 17th Congress o. (Hrsg.): Creatin and Renewing Urban Structures*. Chicago, USA, 2008, S. 1–8.

- [123] KOLSTEIN, M.H.: *Fatigue classification of welded joints in orthotropic steel bridge decks*. Dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands, 2007.
- [124] KOLSTEIN, M.H.; LEENDERTZ, J.S.; WARDENIER, J.: *Fatigue performance of the trough to crossbeam connection in orthotropic steel bridge decks*. Malmö, Sweden, 1995, S. 231–238.
- [125] KOTOWSKI, J.; GRUTKE, W.; KRANZ, B.: *Erweiterung der Anwendbarkeit des Strukturspannungskonzeptes für die Bewertung der Schwingfestigkeit von geschweißten Al-Bauteilen mit unterschiedlicher Lage von berechneter Spannung und kritischem Anrissort – Forschungsbericht: AiF-Nr. 13.140 BG, DVS-Nr. 9.033*. TU Braunschweig, Institut für Füge- und Schweißtechnik, 2004.
- [126] KUHLMANN, U.; BOVE, S.: *Ermüdungsbemessung dickwandiger Rundhohlprofilknoten*. In: 8. Fachtagung Bemessung und Konstruktion. Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt Halle GmbH, Halle (Saale), 2019.
- [127] KUHLMANN, U.; BOVE, S.: *Sanierung ermüdungsbeanspruchter Längsrippen orthotroper Stahlfahrbahnplatten mit geschraubten Lösungen*. Schlussbericht zum IGF-Vorhaben 18210, Forschungsvereinigung Deutscher Ausschuss für Stahlbau e. V. (DASt), 2020.
- [128] KUHLMANN, U.; BOVE, S.; DÜRR, A.; ROTH, J.; STEINHAUSEN, R.; KIEL, M.; PI-ENTSCHEKE, C.: *Ermüdung geschweißter K-Knoten aus Rundhohlprofilen - normengerechte Nachweise und Schweißnahtqualität*. In: Stahlbau 89 (2020), S. 339–356.
- [129] KUHLMANN, U.; BOVE, S.; DÜRR, A.; ROTH, J.; STEINHAUSEN, R.; KIEL, M.; PI-ENTSCHEKE, C.: *Wirtschaftliche Auslegung von ermüdungsbeanspruchten, geschweißten Rundhohlprofilknoten unter Berücksichtigung der erforderlichen Schweißnahtqualität*. Schlussbericht zum IGF-Vorhaben 18883/BG/P1163, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA), 2020.
- [130] KUHLMANN, U.; BOVE, S.; HUBMANN, M.: *Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden*. In: Stahlbau 86 (2017), Nr. 7, S. 574–586.
- [131] KUHLMANN, U.; BUCAK, Ö.; MANGERIG, I.; KRANZ, B.; EULER, M.; HUBMANN, M.; FISCHL, A.; HESS, A.; HERRMANN, J.; ZSCHECH, R.: *Ermüdungsgerechte Fachwerke aus Rundhohlprofilen mit dickwandigen Gurten*. Forschungsbericht P815, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA), 2014.
- [132] KUHLMANN, U.; BUCAK, Ö.; MANGERIG, I.; KRANZ, B.; EULER, M.; HUBMANN, M.; FISCHL, A.; HESS, A.; HERRMANN, J.; ZSCHECH, R.: *Ermüdungsgerechte Fachwerke aus Rundhohlprofilen mit dickwandigen Gurten*. In: Stahlbau 84 (Heft 1, 2015), S. 38–51.
- [133] KUHLMANN, U.; EULER, M.: *Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen – Brücken- und Ingenieurbau, Heft B71, 2010.

- [134] KUHLMANN, U.; EULER, M.; KUDLA, K.: *Weiterentwicklung und Spezifizierung der Ermüdungsnachweise für Straßen- und Eisenbahnbrücken aus Stahl*. Deutscher Ausschuss für Stahlbau (DASt), Schlussbericht zum DASt/AiF-Forschungsvorhaben Nr. 15380 N/1, 2011.
- [135] KUHLMANN, U.; GÜNTHER, H.-P.; SAUL, R.; HÄDERLE, M.-U.; STUBA, G.: *Zur Anwendung geschweißter Hohlprofilknoten im Brückenbau*. In: Stahlbau 71 (2002), S. 507–515.
- [136] KUHLMANN, U.; HUBMANN, M.: *Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden*. Brücken- und Ingenieurbau, Heft B127, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2016.
- [137] KUROBANE, Y.; KONOMI, M.: *Fatigue Strength of Tubular K-joints – S–N Relationships Proposed as Tentative Design Criteria (IIW-Doc. XV-340-73)*. 1973.
- [138] LACHER, G.: *Zur Frage des Schweißens von orthotropen Platten, erläutert am Beispiel der Talbrücke über den Haselholmer Wasserlauf in Schleswig*. In: Der Stahlbau 37 (1968), S. 281–286.
- [139] LEENDERTZ, J.S.: *Fatigue Behaviour of Closed Stiffener to Crossbeam Connections in Orthotropic Steel Bridge Decks*. Dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands, 2008.
- [140] LEHRKE, H.-P.: *Fatigue tests of stiffener to cross beam connections*. In: IABSE REPORTS 59 (Hrsg.): IABSE Workshop: Remaining fatigue life of steel structures. Lausanne, Switzerland, 1990, S. 249–257.
- [141] LIU, Y.; CHEN, J.; ZHANG, X.; TAN, D.: *Fatigue Behaviour of Blind Bolts Under Tensile Cyclic Loads*. In: Journal of Constructional Steel Research 148 (2018), S. 16–27.
- [142] MADDOX, S. J.; WYLDE, J. G.; YAMAMOTO, N.: *Significance of Weld Profile on the Fatigue Lives of Tubular Joints*. Proceedings of the 14th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering Symposium (OMAE '95), 18. - 22. June, Copenhagen, Denmark, 1995.
- [143] MAEDA, T.; UCHINO, K.; SAKURAI, H.: *Experimental study on the fatigue strength of welded tubular K-joints IIW-Document XV-269-69*. 1969.
- [144] MANG, F.; BUCAK, Ö.: *Fatigue Behaviour of Welded Tubular Joints – Design Proposal and Background Information*. In: Proceedings of the 2nd International Conference Welding of Tubular Structures (1984), S. 471–491.
- [145] MANG, F.; BUCAK, Ö.; KARCHER, D.: *New Developments on Orthotropic Steel Bridge Decke: Fatigue Tests*. In: Bridge Management: Proceedings of the Third International Conference, Guildford, UK, 14-17 April 1996.
- [146] MANG, F.; BUCAK, Ö.; KLINGLER, J.: *Wöhlerlinienkatalog für Hohlprofilverbindungen*. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., 1987.

- [147] MARSHALL, P. W.: *Recent development in fatigue design rules in the U.S.A.* In: Fatigue Aspects in structural design, Proceedings of the International Symposium on the Occasion of the Retirement of Prof. ir. J. de Back. Delft, The Netherlands, 1989, S. 153–165.
- [148] MARSHALL, P. W.: *Design of welded tubular connections – Basis and use of AWS Code Provisions.* Elsevier, 1992.
- [149] MEDANI, T. O.: *Design Principles of Surfacing on Orthotropic Steel Bridge Decks.* Dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands, 2006.
- [150] MERZENICH, G.; SEDLACEK, G.: *Hintergrundbericht zum Eurocode 1 – Teil 3.2: "Verkehrslasten auf Straßenbrücken"*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 711, Bonn, 1995.
- [151] MIKI, C.; KONISHI, T.; TOKIDA, H.; SASAKI, K.: *Inspection and Retrofitting of Fatigue Damaged Orthotropic Steel Deck.* In: Proceedings of the 2nd International Conference on Fatigue and Fracture in the Infrastructure – Creating and Renewing Urban Structures. Philadelphia, USA, 2008.
- [152] MITSUI, Y.; KUROBANE, Y.; MAKINO, Y.: *Fatigue behavior of tubular K-joints subjected to variable load ranges.* Research Report, Kyushu branch of AIJ, 24, 1979.
- [153] MITSUI, Y.; KUROBANE, Y.; NISHIMURA, M.: *Fatigue resistance of stiffened tubular joints.* In: Proceedings of the 2nd International Conference of Welding of Tubular Structures. Boston, Massachusetts, USA, 1984, S. 501–508.
- [154] MORISHITA, K.; YAMAGUCHI, T.; TABATA, A.; HARADA, J.; OKUMURA, M.; PENG, X.: *Experimental Study on Retrofitting of Steel Decks with Fatigue Cracks from Underneath with the L-shaped Cast Iron Patch Plate.* Osaka, Japan, 30-31 August, 2016, S. 2783–2790.
- [155] NAGEL, S.; SPANNAUS, M.; UMMENHOFER, T.: *Stahlguss – ein unterschätzter Werkstoff.* In: PROF. DR.-ING. ULRIKE KUHLMANN (Hrsg.): Stahlbau-Kalender 2019 – Verbindungen Digitales Planen und Bauen, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2019, S. 433–479.
- [156] NATHER, F.: *Rehabilitation and Strengthening of Steel Road Bridges.* In: Structural Engineer International, International Association for Bridge and Structural Engineer (IABSE) (1991), S. 24–30.
- [157] NEUBER, H.: *Über die Berücksichtigung der Spannungskonzentration bei Festigkeitsberechnungen.* In: Konstruktion – im Maschinen-, Apparate- und Gerätebau 7 (1968), S. 245–251.
- [158] NEYER, M.: *Ausarbeitung eines Sanierungskonzeptes für Straßenbrücken mit orthotroper Fahrbahn.* Diplomarbeit, Fachhochschule München, Fachbereich 02 Bauingenieurwesen /Stahlbau, Labor für Stahl- und Leichtmetallbau, 2003.
- [159] NIEMI, E.; FRICKE, W.; MADDIX, S.J.: *Structural Hot-Spot Stress Approach to Fatigue Analysis of Welded Components.* Springer International Publishing AG, 2018.

- [160] NUNN, D.E.: *An Investigation into the Fatigue of Welds in an Experimental Orthotropic Bridge Deck Panel*. Transport and Road Research Laboratory, Department of the Environment, TRRL Laboratory Report 629. Crowthorne, Berkshire, UK, 1974.
- [161] OHTAKE, F.; SAKAMOTO, S.; NAKAZATO, T.; MINOSHIMA, T.: *Fatigue strength of overlapping tubular N-joints*. In: Proceedings of the 13th International Offshore Technology Conference (OTC '81). Houston, USA, 1981, S. 115–125.
- [162] OHTAKE, F.; SAKAMOTO, S.; TANAKA, T.; KAI, T.; NAKAZATO, T.; TAKIGAWA, T.: *Static and fatigue strength of high tensile strength steel tubular joints for offshore structures*. In: Proceedings of the 10th International Offshore Technology Conference (OTC '78). Houston, USA, 1978, S. 1747–1755.
- [163] OTO-1999-022: *Fatigue Life Implications for Design and Inspection for Single-Sided Welds of Tubular Joints – Offshore Technology Report OTO 1999 022*. Health and Safety Executive (HSE), 1999.
- [164] PECKOVER, R. S.; FRASER, R. A. W.; CRISP, H. G.; LONG, D.; CHADWICK, E. A.; THORPE, T. W.: *United Kingdom Offshore Steels Research Project – Phase 1 (Final report), Offshore Technology Report OTH 88 282*. HMSO, 1988.
- [165] PELIKAN, W.; ESSLINGER, M.: *Die Stahlfahrbahn – Berechnung und Konstruktion*. MAN-Forschungsheft Nr. 7. Gustavsburg, 1957.
- [166] PETERSEN, C.: *Stahlbau – Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten*. 4., vollständig überarbeitete und aktualisierte Auflage. Wiesbaden : Springer Vieweg Verlag, 2013.
- [167] PFEIL, M.S.; BATTISTA, R.C.; AO, A.J.R. M.: *Stress concentration in steel bridge orthotropic decks*. In: Journal of Constructional Steel Research 61 (2005), Nr. 8, S. 1172–1184.
- [168] PRADANA, M. R.; QIAN, X.; SWADDIWUDHIPONG, S.: *Simplified Effective Notch Stress calculation for non-overlapping circular hollow section K-Joints*. In: Marine Structures 55 (2017), S. 1–16.
- [169] QIAN, X. D.; PETCHDEMANEENGAM, Y.; SWADDIWUDHIPONG, S.; MARSHALL, P.; OU, Z.; THANG NGUYEN, C.: *Fatigue performance of tubular X-joints with PJP+ welds: I – Experimental study*. In: Journal of Constructional Steel Research 90 (2013), S. 49–59.
- [170] RADAJ, D.; SONSINO, C. M.: *Ermüdungsfestigkeit von Schweißverbindungen nach lokalen Konzepten*. Verlag für Schweißen und verwandte Verfahren (DVS), 2000.
- [171] RADAJ, D.; SONSINO, C. M.; FRICKE, W.: *Fatigue assessment of welded joints by local approaches*. Second edition. Woodhead Publishing Limited, 2006.
- [172] RADAJ, D.; VORMWALD, M.: *Ermüdungsfestigkeit - Grundlagen für Ingenieure*. Springer, 2007.

- [173] ØRJASÆTER, O.: *Effect of plate thickness on fatigue of welded components (IIW-Doc. JWG XIII-XV-118-93)*.
- [174] ROMEIJN, A.: *Stress and strain concentration factors of welded multiplanar joints*. Dissertation, Delft University Press, 1994.
- [175] RUHRBERG, R.: *Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken – Ursachen und Erkenntnisse. Dokumentation 1994. Bund/Länder – Fachausschuss Brücken- und Ingenieurbau*. Dortmund : Verkehrsblatt Verlag, 1994.
- [176] SCHLAICH, J.; PÄTZL, M.; BEICHE, H.; EHRKE, E.; DECKER, U.: *Die Brücke über das Nesenbachtal im Zuge der Ostumfahrung Stuttgart-Vaihingen*. In: Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000), S. 678–687.
- [177] SCHOLTE, H. G.; BUISMAN, B. C.: *Fatigue behaviour of welded joints in offshore steel structures – Part 2: Tubular connections*. Final Report ECSC Convention 7210/KG/602, 1988.
- [178] SCHUBERT, M.; KLUTH, T.; NEBAUER, G.; RATZENBERGER, R.; KOTZAGIORGIS, S.; BUTZ, B.; SCHNEIDER, W.; LEIBLE, M.: *Verkehrsverflechtungsprognose 2030 Los 3: Erstellung der Prognose der deutschlandweiten Verkehrsverflechtungen unter Berücksichtigung des Luftverkehrs, Forschungsbericht FE-Nr.: 96.0981/2011 / Intraplan Consult GmbH & BVU Beratergruppe Verkehr+Umwelt GmbH. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), 2014. – Forschungsbericht*.
- [179] SCHUMACHER, A.: *Fatigue behaviour of welded circular hollow section joints in bridges*. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Schweiz, 2003.
- [180] SEDLACEK, G.; HOBACHER, A.; NUSSBAUMER, A.; STÖTZEL, J.; SCHÄFER, D.; (CITARELLI, S.; EICHLER, B.; FELDMANN, M.) (Hrsg.): *Commentary to Eurocode 3 EN 1993 – Part 1-9 – Fatigue*. Institut für Stahlbau und Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, 2016.
- [181] SEDLACEK, G.; PASCHEN, M.: *Neue Wege bei der Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten*. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) : Expertengespräch „Neue Entwicklungen im Stahlbrückenbau“, Bergisch Gladbach, 2008.
- [182] SEDLACEK, G.; PASCHEN, M.; FELDMANN, M.; GESSLER, A.; MÖLLER, S.; STEINAUER, B.; SCHARNIGG, K.: *Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems*. Brücken- und Ingenieurbau, Heft B76, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2011.
- [183] SEIM, W.: *Bewertung und Verstärkung von Tragwerken*. In: ALBERT, A. (Hrsg.): *Baubellen für Ingenieure Bd. 23*. Köln, 2019, S. 6.47–6.60.
- [184] SIEVERS, H.: *Der Wettbewerb für den Wiederaufbau der Straßenbrücke über den Rhein zwischen Duisburg-Ruhrort und Homberg*. In: *Der Stahlbau* 22 (1953), S. 1–6.

- [185] SIEVERS, H.; GÖRTZ, W.: *Der Wiederaufbau der Straßenbrücke über den Rhein zwischen Duisburg-Ruhrort und Homberg (Friedrich-Ebert-Brücke)*. In: *Der Stahlbau* 25 (1956), S. 77–88.
- [186] SONSINO, C. M.: *A Consideration of Allowable Equivalent Stresses for Fatigue Design of Welded Joints According to the Notch Stress Concept with the Reference Radii $r_{ref} = 1.00$ and 0.05 mm*. In: *Welding in the World* 53 (2009), S. R64–R75.
- [187] SOUGATA, R.; MUKHERJEE, S.: *Design and Fabrication of Orthotropic Deck Details / Advanced Technology for Large Structural Systems (ATLSS)* Engineering Research Center, Lehigh University. 2016. – Forschungsbericht.
- [188] SPIETH, L.: *Ermüdungsfestigkeit von geschweißten Rundhohlprofilen anhand von Kerbspannungskonzepten*. Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilungs-Nr. 2012-12X, 2012.
- [189] STAHL-INFORMATIONEN-ZENTRUM: *Stahl-Verbundbrücke über die A73 – 3. Preis für Bauteile und Systeme aus Stahl für das Bauen*. Stahl-Innovationspreis, Dokumentation 500, S. 34-35, Stahl-Informationen-Zentrum, 2009.
- [190] STEINER, J.; LAIER, R.; WÜRFEL, T.; BUCAK, Ö.; SCHERER, M.: *Instandsetzung einer „müden“ Straßenbrücke mit orthotroper Fahrbahn*. In: *Stahlbau* 75 (2006), Nr. 2, S. 161–169.
- [191] STRANGHÖNER, N.; LORENZ, C.; FRIEDRICH, H.: *Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden*. In: *Stahlbau* 86 (2017), Nr. 7, S. 562–573.
- [192] STRANGHÖNER, N.; LORENZ, C.; RAAKE, V.; STRAUBE, E.; KNAUFF, M.: *HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden*. Brücken- und Ingenieurbau, Heft B136, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2017.
- [193] STÖRFIX: *Talbrücke St. Kilian*. <https://de.wikipedia.org/wiki/Datei:A73-Talbruecke-St.Kilian.jpg>. – Lizenz: <https://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/deed.de>; Abrufdatum: 2. März 2022.
- [194] SUGIYAMA, H.; SUGIOKA, K.; TABATA, A.; TSUKAMOTO, S.; UTSUNOMIYA, K.: *Retrofit and advanced investigation on fatigue cracks penetrating orthotropic steel deck plates*. In: *Proceedings of the 5th International IABMAS Conference – Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization*. Philadelphia, USA, 11-15 July, 2010, S. 2783–2790.
- [195] SULIMAN, E.: *Orthotrope Stahlfahrbahnplatten – Berechnungsmethoden und Erstellung eines Bemessungstools*. Bachelorarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Mitteilungs-Nr. 2018-60X, 2018.
- [196] TEIXEIRA DE FREITAS, S.: *Steel plate reinforcement of orthotropic bridge decks*. Dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands, 2012.

- [197] THUL, H.: *Stählerne Straßenbrücken in der Bundesrepublik*. In: Der Bauingenieur 41 (1966), S. 169–189.
- [198] TIZANI, W.; RAHMAN, N. A.; PITRAKKOS, T.: *Fatigue Life of an Anchored Blind-Bolt Loaded in Tension*. In: Journal of Constructional Steel Research 93 (2014), S. 1–8.
- [199] UCHINO, K.; SAKURAI, H.; SUGIYAMA, S.: *Experimental study on the fatigue strength of welded tubular K-joints (IIW-Doc. XIII-690-73, XV-344-73)*. 1973.
- [200] UNGERMANN, D.; BRUNE, B.; GIESE, P.: *Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden*. Brücken- und Ingenieurbau, Heft B128, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2016.
- [201] UNTERWEGER, H.; NOWAK, F.: *Verstärkung orthotroper Stahlfahrbahnplatten mit Hochleistungsbetonen in Hinblick auf ausreichende Restlebensdauer*. In: Stahlbau 85 (2016), Nr. 10, S. 686–698.
- [202] VAN DELFT, D.R.V.; NOORDHOEK, C.; DE BACK, J.: *Evaluation of the European Fatigue Test Data on Large-Size Welded Tubular Joints for Offshore Structures*. In: Proceedings of the 17th International Offshore Technology Conference (OTC '85). Houston, USA, 1985, S. 351–359.
- [203] VAN WINGERDE, A. M.; VAN DELFT, D. R. V.; WARDENIER, J.; PACKER, J. A.: *Scale effect on the fatigue behavior of tubular structures*. In: Proceedings of the International Conference on Performance of Dynamically Loaded Welded Structures, IIW 50th Annual Assembly Conference. San Francisco, USA, 1997, S. 123–135.
- [204] WANNER, M.-C.; BLUNK, C.; GLIENKE, R.: *Experimentelle Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit von scherbeanspruchten Schließringbolzen- und Blindnietverbindungen ohne Bauteileinfluss*. EFB-Forschungsbericht Nr. 410, Hannover, 2015.
- [205] WANNER, M.-C.; HENKEL, K.-M.; GLIENKE, R.; KUEHL, H.: *Numerische und experimentelle Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit von kopfzugbeanspruchten Schließringbolzen- und Blindnietverbindungen*. Rostock : EFB-Forschungsbericht Nr. 324, Hannover, 2011.
- [206] WARDENIER, J.: *Hollow Section Joints*. Delft University Press, 1982.
- [207] WEIDNER, P.: *Zum Ermüdungsverhalten einseitig geschweißter Stumpfstöße von Kreis-hohlprofilen*. Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2020.
- [208] WEITZ, F. R.: *Entwurfsgrundlagen und Entscheidungskriterien für Konstruktionssysteme im Großbrückenbau unter besonderer Berücksichtigung der Fertigung*. Dissertation, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau, Technische Hochschule Darmstadt, 1975.
- [209] WICHERS, M.: *Schweißen unter einachsiger, zyklischer Beanspruchung – Experimentelle und numerische Untersuchungen*. Dissertation, Technischen Universität Carolowilhelmina zu Braunschweig, 2006.

- [210] WOLCHUK, R.: *Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges*. American Institute of Steel Construction, Inc. New York, 1963.
- [211] XIAO, Z.-G.; YAMADA, K.: *Fatigue strength evaluation of root-failed welded joints based on one-millimeter stress*. In: Japanese Journal of Structural Engineering 50A (2004), S. 719–726.
- [212] YOKOZEKI, K.; MIKI, C.: *Fatigue evaluation for longitudinal-to-transverse rib connection of orthotropic steel deck by using structural hot spot stress*. In: Welding in the World – The International Journal of Materials Joining 60 (2016), Nr. 1, S. 83–92.
- [213] YOKOZEKI, K.; MIKI, C.: *Fatigue assessment of various types of longitudinal-to-transverse rib connection in orthotropic steel decks*. In: Welding in the World – The International Journal of Materials Joining 61 (2017), Nr. 3, S. 539–550.
- [214] Z-14.4-406: *Blindniete der Typen MAGNA-LOK und MAGNA-BULB und damit hergestellte Verbindungen im Stahlbau*. Arconic Fastening Systems and Rings Limited, Telford, Großbritannien. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, DIBt, Berlin. Gültigkeit: 30.11.2018 – 30.11.2020, 2018.
- [215] Z-14.4-420: *Hollo-Bolt©*. Lindapter GmbH, Essen. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, DIBt, Berlin. Gültigkeit: 25.11.2013 – 14.11.2018, 2013.
- [216] ZHAO, X.-L.; HERION, S.; PACKER, J. A.; PUTHLI, R. S.; SEDLACEK, G.; WARDENIER, J.; WEYAND, K.; VAN WINGERDE, A. M.; YEOMANS, N. F.: *CIDECT – Konstruieren mit Stahlhohlprofilen – Teil 8: Geschweißte Anschlüsse von runden und rechteckigen Hohlprofilen unter Ermüdungsbelastung*. Comité International pour le Développement et l’Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT), TÜV-Verlag GmbH, 2001.
- [217] ZHAO, X.-L.; PACKER, J. A.: *Recommended Fatigue Design Procedure for Welded Hollow Section Joints (IIW-Doc. XIII-1772-99/ XV-1021-99)*.
- [218] ZIRN, R.: *Schwingfestigkeit geschweißter Rohrknotenpunkte und Rohrflaschenverbindungen*. Dissertation, Universität Stuttgart, 1975.