



Dipl.-Ing. Paul Kugler BSc

Analyse möglicher Ansätze zur Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer geschweißter Eisenbahnbrücken

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor der technischen Wissenschaften

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Harald Unterweger

Institut für Stahlbau

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Dissertation identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present doctoral dissertation.

Datum / Date

Unterschrift / Signature

VORWORT

Die Dissertationsschrift entstand hauptsächlich während meiner Tätigkeit als Projektmitarbeiter am Institut für Stahlbau der Technischen Universität Graz. Die Grundlagen für diese Arbeit bildeten zwei Forschungsprojekte. Zum einen das von der ÖBB Infrastruktur AG, der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft FFG und dem Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie geförderten Forschungsprojekt „Wirtschaftliche Prognose der Restlebensdauer von stählernen Eisenbahnbrücken mit offener Fahrbahn“ [1], welches am Institut für Stahlbau an der TU Graz von Sept. 2014 bis Sept. 2016 bearbeitet wurde. Zum anderen aus dem von der ÖBB Infrastruktur AG geförderten Forschungsprojekt „Verbesserte Restlebensdauerprognosen auf Basis der Bruchmechanik“ [2], welches ebenfalls am Institut für Stahlbau an der TU Graz im Jahr 2018 durchgeführt wurde.

Besonderer Dank gilt meinem wissenschaftlichen Betreuer Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Harald Unterweger für die Möglichkeit zur Promotion, die vielseitige Unterstützung und die konstruktive Zusammenarbeit sowie für die Übernahme des Referats. Ebenfalls besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl. Wirt.-Ing. (NDS) Martin Mensinger für die Übernahme des Koreferats.

Danken möchte ich auch meinem Kollegen Dipl.-Ing. A. Kamleitner für die Unterstützung bei der Auswertung und Dokumentation der Messberichte in Abschnitt 4.2 und die Simulation der Betriebszugsüberfahrten am Computermodell der Kugelsteinbrücke in Abschnitt 4.3 und 4.4.

Bei allen Kolleginnen und Kollegen am Institut möchte ich mich für die vielen Diskussionen und das äußerst angenehme Arbeitsklima bedanken.

Nicht zuletzt möchte ich mich herzlich bei meiner Familie bedanken, insbesondere bei meiner Frau Loredana und meinen Eltern, die mich immer voll und ganz unterstützen und mir den notwendigen Freiraum zum Studium ermöglichten.

INHALTSVERZEICHNIS

Vorwort	i
1 Einleitung.....	1
1.1 Problemstellung.....	1
1.2 Zielsetzung	5
1.3 Vorgehensweise	6
2 Grundlagen zum konventionellen Restlebensdauernachweis von Eisenbahnbrücken.....	7
2.1 Definition der Ermüdungsfestigkeit	7
2.2 Grundkonzept des Ermüdungsnachweises	9
2.3 Hintergrund zur Ermittlung von $\Delta\sigma_e$	10
2.4 Restlebensdauernachweis gemäß ONR 24008	12
3 Ansätze zur Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer	15
3.1 Berücksichtigung der tatsächlichen Betriebsbeanspruchung	15
3.2 Systematik zur Berechnung der Schädigungswirkung eines Spannungskollektives.....	18
3.2.1 Schadensakkumulation gemäß Eurocode	19
3.2.2 Konsequente Miner-Regel.....	24
3.2.3 Anschaulicher Vergleich der Miner-Regeln	29
3.3 Erfassung des Mittelspannungseinflusses.....	30
3.3.1 Vergleich der FKM und IIW Richtlinien mit dem Eurocode.....	32
3.3.2 Möglichkeiten zur Messung von Eigenspannungen	35
3.3.3 Potential für die Anwendung bei geschweißten Stahlbrücken	43
3.4 Alternative Wöhlerlinienkonzepte	44
3.4.1 Nennspannungskonzept.....	44
3.4.2 Strukturspannungskonzept.....	45
3.4.3 Kerbspannungskonzept.....	49

3.4.4	Grundsätzliche Schwierigkeiten bei Anwendung von Wöhlerlinienkonzepten	52
3.5	Anwendung der Bruchmechanik.....	54
4	Studie zur tatsächlichen Betriebsbeanspruchung einer bestehenden Eisenbahnbrücke.....	58
4.1	Anlageverhältnisse der untersuchten zweigleisigen Eisenbahnbrücke.....	58
4.2	Messung der tatsächlichen Betriebsbeanspruchung	61
4.2.1	Messzeitraum	61
4.2.2	Lage der Messwertgeber	62
4.2.3	Technische Daten der Messanlage	67
4.2.4	Probelastungen zur Modellkalibrierung	69
4.2.5	Resultierende Messkollektive der Betriebsbeanspruchung	77
4.3	Simulation der Betriebszugsüberfahrten mit dem zutreffenden Lastmodell des Eurocodes.....	81
4.3.1	Betriebszugsmischung	82
4.3.2	Statisches Modell zur Simulation der Betriebszugsüberfahrten.....	82
4.3.3	Simulation der Betriebszugsüberfahrten.....	86
4.3.4	Verifizierung des statischen Modells	87
4.4	Numerische Studien zum Tragverhalten der Eisenbahnbrücke.....	97
4.4.1	Numerische Studie zum Einfluss der Zentrifugalkraftwirkung.....	97
4.4.2	Numerische Studie zur Mitwirkung der Schienen	100
4.4.3	Numerische Studie zur erlaubten Achslastverteilung	101
4.4.4	Numerische Studie zur Achslasteinleitung auf das Tragwerk.....	102
4.5	Vergleich der Messkollektive mit der Simulation der Betriebsbeanspruchung 103	
4.5.1	Ermittlung des dynamischen Faktors für $v = 60$ km/h.....	104
4.5.2	Abstimmung der Kollektive hinsichtlich Gesamttonnage und Gesamtzugsanzahl im Messzeitraum.....	106

4.5.3	Praktische Berechnung eines Spannungskollektives	109
4.5.4	Vergleich der Spannungskollektive.....	112
4.5.5	Zusammenfassender Vergleich der schadensäquivalenten Einstufenkollektive $\Delta\sigma_e$	129
4.6	Vergleiche unterschiedlicher Berechnungsarten der Schädigungswirkung auf die daraus resultierende Restlebensdauer	132
4.6.1	Ermittlung des theoretischen Spannungserhöhungsfaktors für $v = 120$ km/h.....	133
4.6.2	Resultierende Einstufenkollektive.....	134
4.6.3	Verfügbare Gesamt- bzw. Restlebensdauer.....	137
5	Vergleich der Wöhlerlinienkonzepte am Beispiel eines Referenzdetails	140
5.1	Referenzdetail: Quersteifenanschluss.....	140
5.2	Klassifizierung der Ermüdungsfestigkeit.....	142
5.2.1	Nennspannungskonzept.....	142
5.2.2	Strukturspannungskonzept.....	143
5.2.3	Kerbspannungskonzept.....	146
5.2.4	Größeneinfluss auf die Ermüdungsfestigkeit	147
5.2.5	Modifizierte Ermüdungsfestigkeiten für die untersuchten Abmessungsvarianten	150
5.3	Variationen der Strukturspannungsberechnung	151
5.3.1	Extrapolation der Strukturspannung gemäß IIW.....	153
5.3.2	Direktes Ablesen der Strukturspannung mit einem sehr fein vernetzten FE Modell in einem gewissen Abstand zum hot spot	155
5.3.3	Direktes Ablesen der Strukturspannung mit einem grob vernetzten FE Modell unmittelbar am hot spot	156
5.3.4	Anforderungen an die verwendeten Finiten Elemente.....	159
5.3.5	Studie zum Einsatz von Submodellen	160
5.3.6	Studie unterschiedlicher Extrapolations- und Vernetzungsvarianten	179

5.3.7	Studie zum Integrationsansatz der Finiten Elemente	185
5.3.8	Strukturspannungsvergleich der untersuchten Abmessungs- und Berechnungsvarianten.....	187
5.4	Kerbspannungsberechnung	194
5.4.1	Submodellstruktur mit mehreren Submodellebenen.....	194
5.4.2	Untersuchte Kerbspannungssubmodelle.....	195
5.4.3	Kerbspannungsvergleich der untersuchten Modellierungsarten	199
5.4.4	Kerbspannungsvergleich der untersuchten Abmessungsvarianten..	200
5.5	Ergebnisvergleich für die untersuchten Abmessungsvarianten	205
5.5.1	Struktur- und Kerbspannungsberechnung am selben FE-Modell	205
5.5.2	Lebensdauer Vergleiche der untersuchten Abmessungsvarianten mit extrapolierten Strukturspannungen und zugehöriger Blechdickenkorrektur	207
5.5.3	Modifikation des Blechdicken- bzw. Größenfaktors zur Angleichung von Struktur- und Kerbspannungskonzept	213
5.5.4	Lebensdauer Vergleiche der untersuchten Abmessungsvarianten mit Strukturspannungen die den Blechdickeneffekt bereits inkludieren ..	217
5.6	Ergebnisvergleich mit Laborversuchen.....	219
5.7	Integration der alternativen Wöhlerlinienkonzepte in den konventionellen Restlebensdauernachweis von Eisenbahnbrücken	224
5.8	Schlussfolgerungen	225
6	Anwendung der Bruchmechanik.....	227
6.1	Kurzeinführung in die Bruchmechanik.....	227
6.2	Konzept zur Tragsicherheitsbewertung eines Bauteils mit Riss	233
6.3	Konzept der Risswachstumsberechnung	238
6.4	Bruchmechanische Materialparameter	242
6.4.1	Kennwerte zur Beschreibung des Ermüdungsrisswachstums	242
6.4.2	Risszähigkeit und Bruchzähigkeit.....	244

6.5	Erwartetes Risswachstum vor dem Quersteifenanschluss	253
6.6	Rissmodell eines halbelliptischen Oberflächenrisses	254
6.6.1	Spannungsintensitätsfaktor K einer Scheibe unter Zug und Biegung	257
6.6.2	Spannungsintensitätsfaktor K einer Scheibe bei variabler Spannungsverteilung	258
6.6.3	Plastizierungsgrad L_r	260
6.7	Berücksichtigung der Spannungskonzentration vor dem Quersteifenanschluss	261
6.8	Berücksichtigung von Eigenspannungen.....	267
6.8.1	Traglastnachweis bei einer statischen Grenzbeanspruchung	267
6.8.2	Ermittlung der Spannungsspielanzahl bei Ermüdungsbeanspruchung	269
6.8.3	Eigenspannungsverlauf vor einem T-Stoß	270
6.8.4	Berücksichtigung von Eigenspannungen im Eurocode 1993-1-10	272
6.9	Empfohlene Annahmen zur Anfangsrissgröße	273
6.10	Praktische Restlebensdauerberechnung des Referenzdetails	278
6.10.1	Definition des gewählten Bruchmechanikmodells	278
6.10.2	Definition und Nachweis der maximal zulässigen Rissgröße	279
6.10.3	Algorithmus zur Risswachstumsberechnung	282
6.10.4	Definition der verwendeten Spannungskollektive	285
6.10.5	Mögliche Restlebensdauern im Vergleich	290
6.11	Anwendung der Bruchmechanik – Zusammenfassung	300
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	302
	Literaturverzeichnis	308

1 Einleitung

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Analyse möglicher Ansätze zur Erweiterung der rechnerischen Restlebensdauer bestehender Eisenbahnbrücken aus Stahl, wenn mit der konventionellen Restlebensdauerberechnung kein positives Ergebnis erzielt werden kann.

1.1 Problemstellung

Eisenbahnbrücken sind durch ihre hohe Betriebsbeanspruchung, in Form vieler und hoher Spannungsspiele durch die Zugsüberfahrt, besonders mit der Problematik der Bauteilermüdung konfrontiert. Dadurch ist der Ermüdungsnachweis häufig maßgebend für die mögliche Einsatz- oder Lebensdauer einer Eisenbahnbrücke. Im Allgemeinen werden Eisenbahnbrücken auf eine Lebensdauer von 100 Jahren ausgelegt. Bei den ersten Ermüdungsnachweisen in den 1960er Jahren war sogar eine „dauerfeste“ Auslegung üblich (vgl. ÖNorm B4600 [3]). Die tatsächliche Lebensdauer einer Eisenbahnbrücke kann jedoch auch nur einige wenigen Jahrzehnte betragen, wie die betrachtete, mittlerweile ersetzte Referenzbrücke (vgl. Abb. 1, Baujahr 1965) in dieser Arbeit zeigt.

Vor den ersten dezidierten Ermüdungsnachweisen bei der Auslegung und Bemessung von Eisenbahnbrücken bestand lediglich die Forderung, Eisenbahnbrücken „ermüdungsgerecht“ zu konstruieren. Ab den 1950er Jahren wurden Stahlbrücken vermehrt geschweißt und nicht mehr genietet, wodurch eigenständige Ermüdungsnachweise erforderlich wurden. Genietete Brückentragwerke sind durch ihre konstruktive Ausführung generell deutlich weniger anfällig für Ermüdungsschäden als die ersten geschweißten Brückentragwerke aus dieser Zeit. Bei Stahlbrücken die älter als 70 Jahre sind (Baujahr vor 1950) handelt es sich üblicherweise um vollständig genietete Tragwerke, obwohl schon ab ca. 1930 mit dem Bau geschweißter Stahlbrücken begonnen wurde [4]. In Österreich wurde die erste geschweißte Eisenbahnbrücke 1928 errichtet, die Zweite folgte 1948 [5]. Ab den 1950er Jahren verbreitete sich die Schweißtechnik im Brückenbau mit zunehmender Geschwindigkeit, jedoch wurden auch nach 1950

Brückentragwerke oft noch, zumindest teilweise, genietet (vgl. Abb. 1, Baujahr 1965). Stahlbrücken aus den 1960er Jahren sind, bedingt durch die hohen Materialkosten und den begrenzten Stahlmengen in dieser Zeit, oft sehr schlank konstruiert und dementsprechend anfällig für Ermüdungsprobleme. Aber auch später wurde die Ermüdungsproblematik in vielen Fällen weiterhin deutlich unterschätzt.

Trotz durchgeführter Ermüdungsnachweise ab den 1960er Jahren, wie zum Beispiel durch den Nachweis der „Dauerfestigkeit“ gemäß ÖNorm B4600 [3], ergeben aktuell gültige Ermüdungsnachweise bei Bestandsbrücken mitunter deutlich weniger als die übliche angestrebte Lebensdauer von zumindest 100 Jahren. Die wesentlichen Gründe dafür sind:

- Die deutliche Zunahme der Verkehrsbelastung durch die Betriebszüge hinsichtlich ihrer Anzahl und ihrer Achslasten.
- Die Überschätzung der Ermüdungstragfähigkeit geschweißter Anschlussdetails in den alten Normenwerken, bedingt durch Wöhlerlinien die anhand von Kleinteilproben bestimmt wurden.
- Die Überschätzung des Mittelspannungseinflusses, d. h. der günstigen Wirkung von Druckspannungen im Spannungsspiel $\Delta\sigma$.
- Die deutliche Überschätzung der Höhe der Dauerfestigkeit in der Vergangenheit, die nach den alten Normen bei $N_{DF,alt} = 2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen definiert wurde. Der aktuell gültige Ermüdungsnachweis gemäß Eurocode 1993-1-9 [6] definiert die Dauerfestigkeit bei $N_{DF,aktuell} = 5 \cdot 10^6$ Spannungsspielen. Dadurch alleine reduziert sich die Höhe der Dauerfestigkeit bei Normalspannungsbeanspruchung aktuell auf $(5 \cdot 10^6 / 2 \cdot 10^6)^{1/3} = 74 \%$.

Die erforderlichen und aktuell gültigen Ermüdungsnachweise zur Bestimmung der Lebensdauer von stählernen Eisenbahnbrücken sind für Europa in den Eurocodes geregelt. Dabei sind insbesondere die Eurocodes EN 1990/A1: Grundlagen der Tragwerksplanung – Anwendung bei Brücken [7], EN 1991-2: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken [8], EN 1993-1-9: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung [6] und EN 1993-2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken [9] hervorzuheben. Darüber hinaus sind weitere Richtlinien verfügbar, die Ingenieure bei der Restlebensdauerbeurteilung bestehender Eisenbahnbrücken unterstützen. Beispielsweise die ONR Richtlinie

24008: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken [10], die Richtlinie 805 der Deutschen Bahn AG [11] oder das JRC-ECCS Hintergrund Dokument zum Eurocode: Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life [12], das in deutscher Sprache in [13] zusammengefasst ist.

Durch vereinfachte und konservative Ansätze ergeben die konventionellen Ermüdungsnachweise gemäß Eurocode oder den Nachrechnungsrichtlinien, wie der ONR Richtlinie 24008 [10], eine häufig unzureichende rechnerische Restlebensdauer für stählerne Eisenbahnbrücken. Darüber hinaus bestehen oft Unklarheiten bei wesentlichen Punkten des Restlebensdauernachweises. Beispielsweise ist nicht klar, wie zutreffend (konservativ oder nicht konservativ) aktuelle Lastannahmen im Vergleich zur tatsächlichen Ermüdungsbeanspruchung auf den Hauptstrecken des Eisenbahnnetzes sind. Dies kann selbst bei Brückentragwerken, die deutlich jünger als die geplante Lebensdauer von etwa 100 Jahren sind und sich grundsätzlich in einem guten Zustand befinden, dazu führen, dass aufwendige Sanierungsmaßnahmen oder Betriebseinschränkungen bis hin zum frühzeitigen Austausch der Brücke angeordnet werden müssen.

Beispielhaft für diesen Sachverhalt kann eine seitens des Instituts für Stahlbau untersuchte Eisenbahnbrücke dienen (vgl. Abb. 1). Sie wurde im Jahr 1965 errichtet und im Jahr 2013 am Insitut für Stahlbau hinsichtlich Ermüdung gemäß ONR 24008 [10] im Detail analysiert [14].

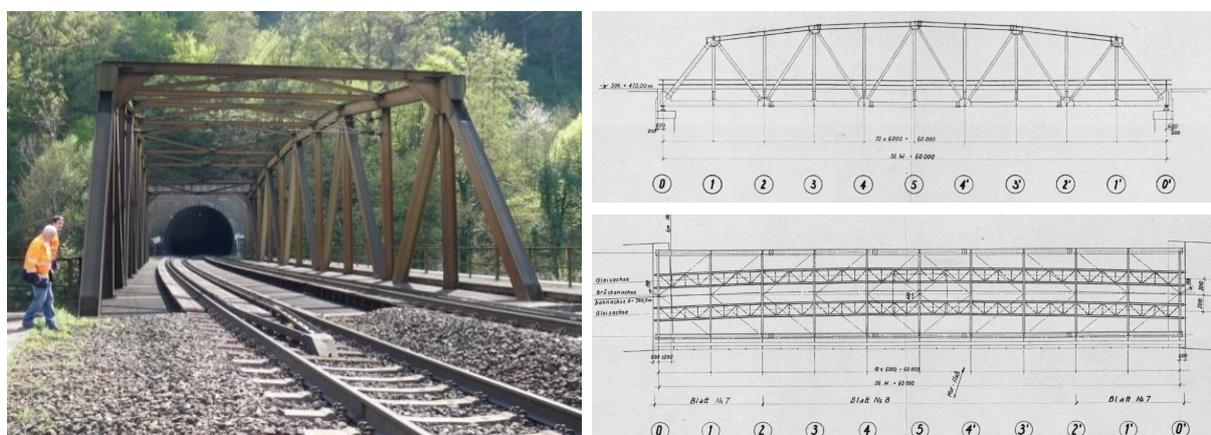


Abb. 1: Beispiel einer stählernen Eisenbahnbrücke mit offener Fahrbahn und nicht ausreichender Restlebensdauer der Fahrbahn

Während bei den Hauptträgern nur wenige örtliche Verstärkungen ausreichen, um die Tragsicherheit für 100 Jahre bis in das Jahr 2065 nachzuweisen, ergaben sich für die maßgebenden Details der offenen Fahrbahn¹ rechnerisch teilweise bereits Defizite in der Restlebensdauer, sodass ein vorgezogener Neubau der Brücke beschlossen wurde. Dies führte zum Austausch des gesamten Brückentragwerks im Jahr 2017, nach einer Lebensdauer von nur 52 Jahren.

Betrachtet man die gesamte Altersstruktur der stählernen Eisenbahnbrücken im Netz der Deutschen Bahn in Abb. 2 und die Altersstruktur der österreichischen Eisenbahnbrücken in Abb. 3, wird ersichtlich, dass viele Eisenbahnbrücken ihre geplante Lebensdauer von 100 Jahren bereits überschritten haben bzw. bald überschreiten werden. Dabei sind Stahlbrücken ein wesentlicher Bestandteil des Eisenbahnnetzes. Ende 2016 gab es 4394 stählerne Eisenbahnbrücken im Netz der Deutschen Bahn [15]. In Österreich beläuft sich die Gesamtfläche aller Eisenbahnbrücken mit einem Stahltragwerk auf 313.389 m², dies entspricht 26 % der Gesamtbrückenfläche aller Eisenbahnbrücken [5].

All diese Gründe zeigen, wie wichtig es ist, sowohl die aktuelle Ermüdungsschädigung wie auch die verbleibende Restlebensdauer von Bestandsbrücken möglichst zutreffend berechnen zu können.

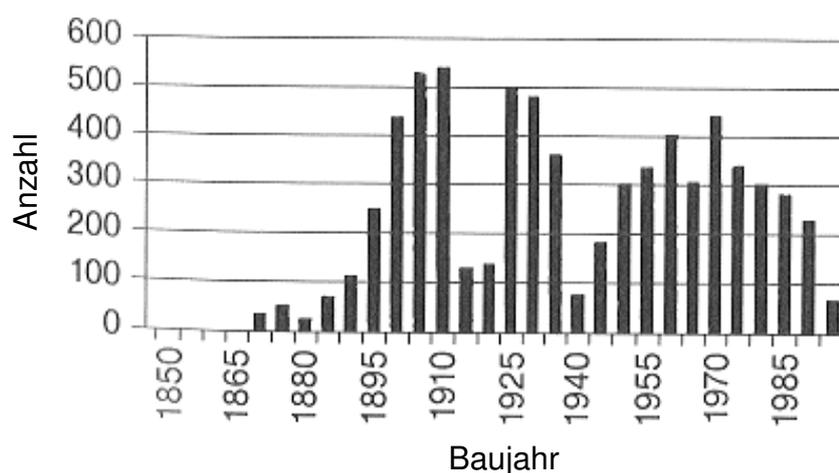


Abb. 2: Altersstruktur der stählernen Eisenbahnbrücken der DB Netz AG, nach Muncke, entnommen aus [4]

¹ Bei einer offenen Fahrbahn lagern die Holzschwellen der Schienen direkt auf stählernen, durchlaufenden Längsträgern, die ihre Lasten an die Querträger und anschließend an die Hauptträger weiterleiten. Eisenbahnbrücken mit offener Fahrbahn besitzen kein Schotterbett und waren bis in die 1970er Jahre üblich [5].

Errichtungs Zeitraum	Gewölbe (Ziegel, Naturstein und Beton) [m ²]	Gewölbe (Stahlbeton) [m ²]	Stahltragwerk [m ²]	Stahlbeton- tragwerk [m ²]	Spannbeton- tragwerk [m ²]	Verbund- tragwerk [m ²]	Summe [m ²]
1830 - 1839	527						527
1840 - 1849	6.364	197					6.560
1850 - 1859	37.097	736	192				38.024
1860 - 1869	19.137	1.278					20.416
1870 - 1879	26.310	773	2.819				29.902
1880 - 1889	14.819	275	3.271	28			18.393
1890 - 1899	9.961	2.254	12.990	263			25.467
1900 - 1909	49.431	161	34.113	1.669		768	86.142
1910 - 1919	18.188	13.358	34.042	4.042		72	69.702
1920 - 1929	2.792	730	15.818	1.699			21.038
1930 - 1939	4.033	20.410	25.514	3.631			53.588
1940 - 1949	3.980	3.031	16.761	10.978			34.750
1950 - 1959	4.931	3.785	39.352	21.312	3.088	281	72.749
1960 - 1969	1.182	1.929	24.485	51.519	8.661	307	88.083
1970 - 1979	660	1.516	8.491	113.009	7.548		131.223
1980 - 1989	2.593	836	24.308	141.490	12.171	1.392	182.790
1990 - 1999	118	15.528	44.523	147.443	11.162	7.205	225.980
2000 - 2010	31	67	26.711	56.737	656	2.896	87.098
SUMME	202.154	66.865	313.389	553.820	43.286	7.140	1.186.653

Abb. 3: Altersstruktur österreichischer Eisenbahnbrücken (grau hinterlegt bedeutet ein Überschreiten der theoretischen Nutzungsdauer), entnommen aus [5]

1.2 Zielsetzung

In dieser Arbeit sollen Möglichkeiten gefunden und untersucht werden, wie die rechnerische Restlebensdauer bestehender Eisenbahnbrücken aus Stahl erweitert werden kann. Dabei soll näher auf die Details und die genaue Umsetzung der Restlebensdauerberechnung insbesondere geschweißter Eisenbahnbrücken eingegangen werden. Es sollen Wege aufgezeigt werden, die weiterführen, wenn mit konventionellen Nachweisen, wie beispielsweise in der ONR Richtlinie 24008 [10], keine ausreichende Restlebensdauer für eine Bestandsbrücke mehr bestimmt werden kann. Ziel ist es, Parameter mit großem Einfluss auf die rechnerische Restlebensdauer zu identifizieren und eine detaillierte und praktische Hilfestellung für die Ansätze mit großem Potential zur Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer zu bieten. Die erarbeiteten Ansätze sollen helfen, das – in konventionellen Nachweisen versteckte – vorhandene Potential von geschweißten Eisenbahnbrücken nutzbar zu machen.

Dadurch soll es möglich werden, bestehende Eisenbahnbrücken erforderlichenfalls länger in Betrieb halten zu können bzw. Betriebseinschränkungen (z. B. Beschränkung der Fahrgeschwindigkeit) aufgrund zu konservativer Ermüdungsnachweise zu verhindern.

1.3 Vorgehensweise

Zuerst werden in Kapitel 2 überblicksmäßig die Grundlagen zum konventionellen Restlebensdauernachweis dargelegt. Dies dient als Basis für alle weiteren Ausführungen in dieser Arbeit zur Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer. Danach werden in Kapitel 3 unterschiedliche Ansätze behandelt, die Potential zur Erweiterung des konventionellen Restlebensdauernachweises besitzen. Die aussichtsreichsten Ansätze werden in den anschließenden Kapiteln detaillierter behandelt und direkt an der in Abb. 1 gezeigten Eisenbahnbrücke in ihrer praktischen Anwendung geprüft. Die vorgeschlagenen Maßnahmen werden dadurch an einer konkreten Eisenbahnbrücke bzw. den maßgebenden, ermüdungskritischen Referenzdetails dieser Eisenbahnbrücke ausführlich und anschaulich dargestellt und sind so auch auf andere Eisenbahnbrücken übertragbar.

2 Grundlagen zum konventionellen Restlebensdauernachweis von Eisenbahnbrücken

Zum besseren Verständnis dieser Arbeit, werden in diesem Kapitel kurz einige elementare Grundlagen und Hintergründe im Zusammenhang mit der Berechnung der Ermüdungsfestigkeit und dem konventionellen Restlebensdauernachweis von Eisenbahnbrücken dargestellt. Dabei steht bewusst die praktische normenmäßige Anwendung im Vordergrund.

Generell wird die Restlebensdauer für alle tragenden Bauteile der Brücke getrennt bestimmt. Dabei ist das Bauteil mit der geringsten Ermüdungsfestigkeit maßgebend für die gesamte Brücke.

Für detailliertere Ausführungen zum normgemäßen Ermüdungsnachweis und zur Lebensdauerberechnung wird beispielsweise auf [16] und [17] verwiesen.

2.1 Definition der Ermüdungsfestigkeit

Durch die im Bauingenieurbereich übliche Vorgehensweise mit Nennspannungen und damit verbunden dem Nichterfassen der für das Ermüdungstragverhalten maßgebenden lokalen Strukturspannungen, sind umfangreiche Kerbfallkataloge erforderlich, um die Ermüdungsfestigkeit der wesentlichen Ausführungsdetails der Stahlbaupraxis zu erfassen. Abb. 4 zeigt einen Ausschnitt aus dem Kerbfallkatalog in Eurocode EN 1993-1-9 [6] für geschweißte zusammengesetzte Querschnitte. Die ebenfalls in [6] definierten Ermüdungsfestigkeitskurven (vgl. Abb. 5) - auch als Wöhlerlinien bezeichnet - zeigen den Zusammenhang zwischen der Höhe der Ermüdungsbeanspruchung $\Delta\sigma$ und der ertragbaren Spannungsspiellanzahl N (der Gesamtlebensdauer). Die Wöhlerlinien ($m = 3$) gelten nur bei einer Einstufenbelastung bzw. einem Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$ und sind durch die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ nach unten begrenzt. Die „Schädigungs-Wöhlerlinien“ ($m = 5$) dienen nur der Ermittlung der Ermüdungsschädigungssumme D eines Spannungskollektivs. Sie werden für die Umrechnung eines Spannungskollektivs in ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv der Höhe $\Delta\sigma_e$ verwendet.

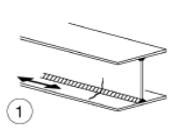
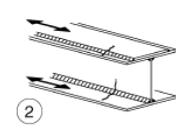
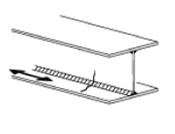
Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
125	 	<u>Durchgehende Längsnähte:</u> 1)  Mit Automaten oder voll mechanisiert  beidseitig durchgeschweißte Nähte. 2)  Mit Automaten oder voll mechanisiert geschweißte  Kehlnähte. Die Enden von aufgeschweißten Gurtplatten sind gem. Kerbfall 6) oder 7) in Tabelle 8.5 nachzuweisen.	Kerbfälle 1) und 2): Es dürfen keine Schweißansatzstellen vorhanden sein, ausgenommen bei Durchführung einer Reparatur mit anschließender Überprüfung der Reparaturschweißung.
112	 	3)  Mit Automaten oder voll mechanisiert geschweißte  Doppelkehlnähte oder beidseitig durchgeschweißte Nähte, beide mit Ansatzstellen. 4)  Mit Automaten oder voll mechanisiert einseitig durchgeschweißte  Naht mit nicht unterbrochener Schweißbad-sicherung, aber ohne Ansatzstellen.	4) Weist dieser Kerbfall Ansatzstellen auf, ist er der Kerbgruppe 100 zuzuordnen.

Abb. 4: Auszug aus dem Kerbfalkatalog, entnommen aus [6]

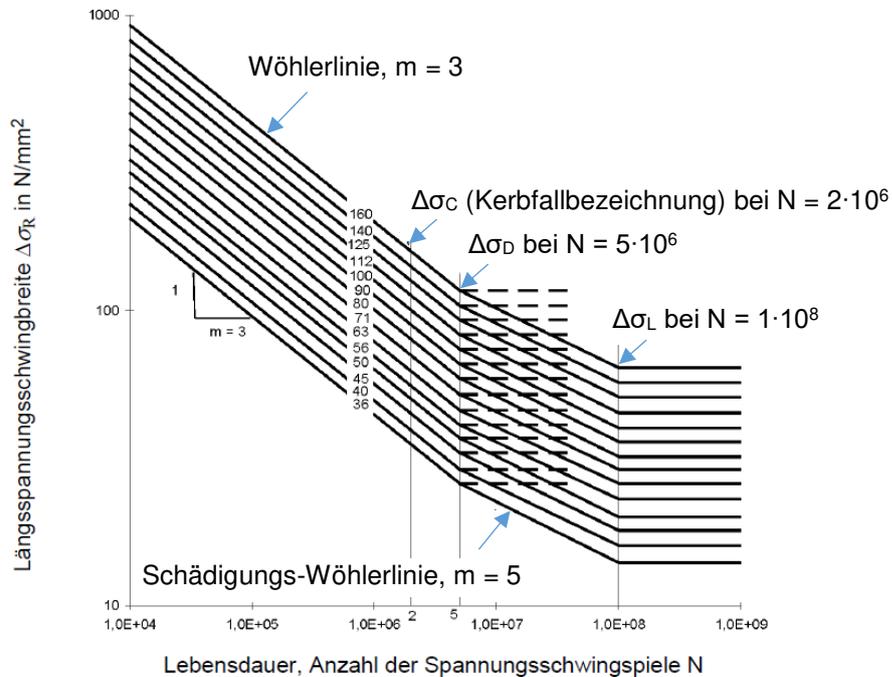


Abb. 5: Ermüdungsfestigkeitskurven für Längsspannungsschwingbreiten, entnommen aus [6] mit ergänzenden Anmerkungen

Aus den Ermüdungsfestigkeitskurven in Abb. 5 lassen sich die wesentliche Zusammenhänge zwischen der Kerbfallbezeichnung $\Delta\sigma_C$ (Ermüdungsfestigkeit bei $N = 2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen), der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ (Ermüdungsfestigkeit bei $N = 5 \cdot 10^6$ Spannungsspielen) und dem Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$ in Gl. 1 und Gl. 2 ableiten.

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_C = 0,737 \cdot \Delta\sigma_C \quad \text{Gl. 1}$$

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\sigma_D = 0,549 \cdot \Delta\sigma_D = 0,405 \cdot \Delta\sigma_C \quad \text{Gl. 2}$$

2.2 Grundkonzept des Ermüdungsnachweises

Seit ca. 1930 existieren normative Regeln zum Ermüdungsnachweis für Eisenbahnbrücken [18]. Zu Beginn wurden Ermüdungsnachweise in Form eines „Dauerfestigkeitsnachweises“ geführt (vgl. beispielsweise die Nachweise in ÖNorm B4600 [3]). Bei einem „Dauerfestigkeitsnachweis“ müssen alle Spannungsspiele aus den Verkehrslasten (insbesondere jenes des Lastmodells UIC 71 des Internationalen Eisenbahnverbandes, vgl. Abb. 6) unterhalb der Dauerfestigkeit liegen (vgl. Abb. 7, $\Delta\sigma_{UIC} \leq \Delta\sigma_D$, Darstellung ohne Teilsicherheitsbeiwerte γ_i). Das maximale Spannungsspiel $\Delta\sigma_{UIC}$ wird dabei, wie in Gl. 3 gezeigt, durch die für den betrachteten Bauteil ungünstigsten Laststellungen des Lastmodells UIC 71 auf der Brücke ermittelt. Im Eurocode wird die Bezeichnung $\Delta\sigma_{71}$ verwendet.

- Anm.: In den alten Normenwerken (z. B. [3]) erfolgte der Nachweis selbst noch auf Basis von Oberspannungen, anstatt mit Spannungsspielen $\Delta\sigma$.

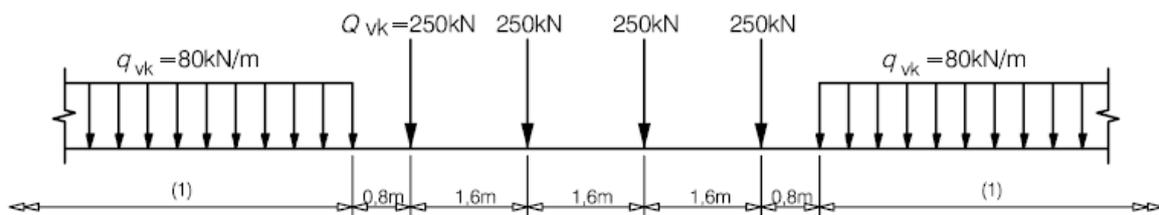


Abb. 6: Lastmodell 71 (UIC 71) und charakteristische Werte der Vertikallasten, entnommen aus [8]

$$\Delta\sigma_{UIC} = |\sigma_{UIC,max} - \sigma_{UIC,min}| \quad \text{Gl. 3}$$

Das aktuelle Betriebsfestigkeitskonzept nach EN 1993-2 [9] erlaubt gegenüber dem Dauerfestigkeitsnachweis eine deutlich wirtschaftlichere Auslegung, da hier die Kollektivform, infolge der Betriebszugsüberfahrten, berücksichtigt wird und somit auch Spannungsspiele über der Dauerfestigkeit zugelassen werden können. Für den Betriebsfestigkeitsnachweis nach EN 1993-2 [9] wird aus dem Spannungsspiel $\Delta\sigma_{UIC}$ und den Faktoren λ und Φ_2 (dynamischer Beiwert) ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$ gebildet, das mit der zugehörigen Ermüdungsfestigkeit verglichen werden

kann (vgl. Abb. 7, $\Delta\sigma_e \leq \Delta\sigma_C$, Darstellung ohne Teilsicherheitsbeiwerte γ_i). Der Eurocode verwendet statt der Bezeichnung $\Delta\sigma_e$ die Bezeichnung $\Delta\sigma_{E,2}$, da das äquivalente Einstufenkollektiv eine Länge von $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen aufweist. Der Hintergrund zur Ermittlung von $\Delta\sigma_e$ wird in Abschnitt 2.3 beschrieben.

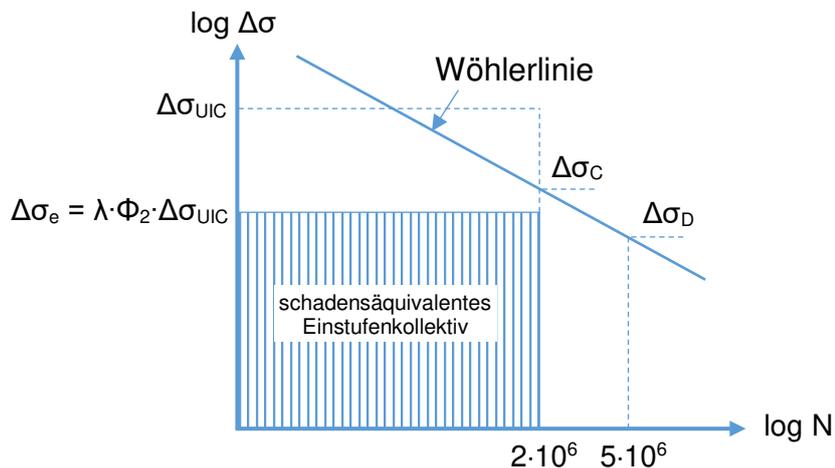


Abb. 7: Grundkonzept des Ermüdungsnachweises

Tatsächlich weisen jedoch Bestandsbrücken, die nach dem alten Konzept „dauerfest“ ausgelegt wurden, bei der Anwendung aktueller Ermüdungsnachweise wider Erwarten kleinere Tragfähigkeitsreserven hinsichtlich Ermüdung beziehungsweise geringere Restlebensdauern auf. Der Grund sind deutlich zu hohe Wöhlerlinien in den alten Normenwerken. Diese ergaben sich durch:

- Die Überschätzung der Ermüdungstragfähigkeit geschweißter Anschlussdetails in den alten Normenwerken, bedingt durch abgeleitete Wöhlerlinien an Schwingversuchen von Kleinteilproben.
- Die Überschätzung des Mittelspannungseinflusses, d. h. der günstigen Wirkung von Druckspannungen im Spannungsspiel $\Delta\sigma$.
- Die Überschätzung der aktuellen Dauerfestigkeit, die nach den alten Normen bei $N_{DF,alt} = 2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen angesiedelt war und nicht bei $N_{DF} = 5 \cdot 10^6$ wie aktuell beispielsweise durch den Eurocode 1993-1-9 [6] definiert.

2.3 Hintergrund zur Ermittlung von $\Delta\sigma_e$

In diesem Abschnitt wird auf die Hintergründe der Bestimmung des schadensäquivalenten Einstufenkollektives $\Delta\sigma_e$ eingegangen. Wie in Abschnitt 2.2 gezeigt, verwendet der konventionelle Restlebensdauernachweis einen Schadensäquivalenzfaktor λ , um

ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$ zu berechnen. Der Eurocode bietet als Alternative die deutlich aufwendigere Berechnung eines vollständigen Spannungskollektives durch die Simulation der Überfahrten spezieller Betriebszugstypen an einem numerischen Modell der betrachteten Eisenbahnbrücke. Durch die anschließende Schadensakkumulationsberechnung der einzelnen Spannungsspiele ist es so möglich ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$ zu berechnen, das dann genau auf die betrachtete Bestandsbrücke und das ermüdungskritische Bauteildetail angepasst ist.

Die Ableitung des Schadensäquivalenzfaktors λ erfolgte ebenfalls mit dieser Methode und zwar an einem Einfeldträger in Feldmitte und stimmt daher für diesen Fall exakt mit der Simulation der Überfahrt der einzelnen Betriebszugstypen überein, wie in [19] durch Vergleichsrechnungen gezeigt wird. Die Anpassung an andere statische Systeme erfolgt bei der Verwendung des Schadensäquivalenzfaktors λ über die Definition der kritischen Länge der Einflusslinie, wodurch sich in der Regel deutlich konservative Ergebnisse ergeben [19].

Die Vorgehensweise zur Berechnung eines schadensäquivalenten Einstufenkollektives $\Delta\sigma_e$ wird anhand der Übersicht in Abb. 8 erläutert.

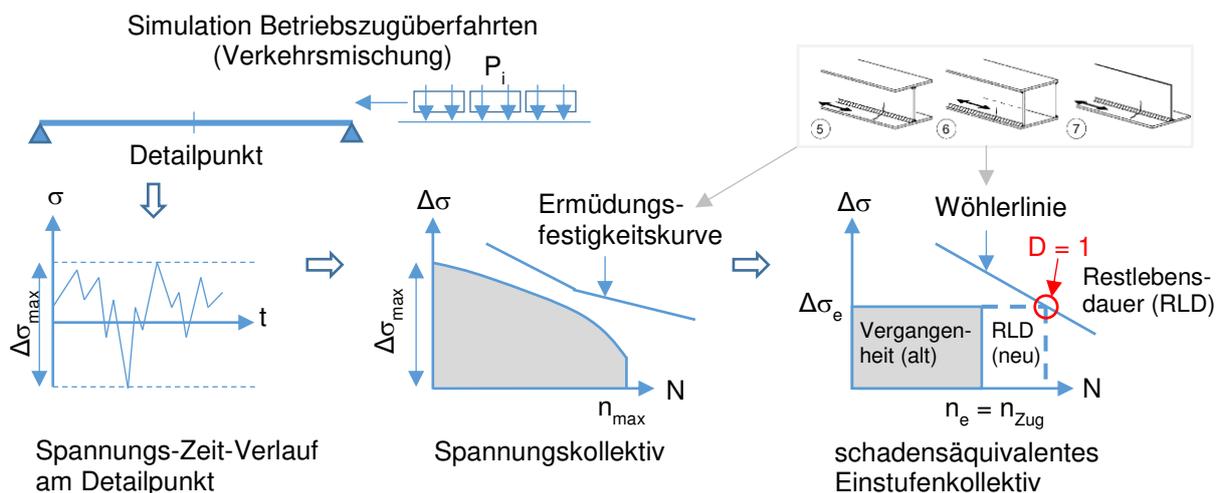


Abb. 8: Hintergrund zur Ermittlung von $\Delta\sigma_e$

Zu Beginn steht die Simulation der Betriebszugsüberfahrten am Brückenmodell. Mit dieser Simulation können Spannungs-Zeit-Verläufe für die betrachteten Detailpunkte berechnet werden. Anschließend müssen die einzelnen Spannungsspiele $\Delta\sigma_i$ des

Spannungs-Zeit-Verlaufes ausgezählt werden, um ein Spannungskollektiv zu generieren. Das Auszählen der Spannungsspiele $\Delta\sigma_i$ kann dabei entweder mit der Rainflow-Methode oder der Reservoir-Methode erfolgen. Ein Spannungskollektiv beinhaltet alle Spannungsspiele $\Delta\sigma_i$, der Größe nach absteigend sortiert. Mit einer Schädigungshypothese, beispielsweise der linearen Schadensakkumulation nach Palmgren/Miner und einer zugehörigen Ermüdungsfestigkeitskurve, kann ein Spannungskollektiv in ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$ umgewandelt werden. Der Eurocode gibt hierfür Ermüdungsfestigkeitskurven an, die praktisch der modifizierten Form der Miner-Regel entsprechen (vgl. Abb. 5). Durch die Schadensakkumulation wird eine Ermüdungsschädigungssumme des Spannungskollektives D_{Koll} berechnet, die per Definition der Schädigungssumme D_{ESK} des schadensäquivalenten Einstufenkollektives (ESK) entspricht ($D_{Koll} = D_{ESK}$). Die Restlebensdauer für das betrachtete Detail ergibt sich aus einem Vergleich des Einstufenkollektives mit der entsprechenden Wöhlerlinie. Bei einer Schädigungssumme $D = 1$ ist die gesamte rechnerische Lebensdauer eines Bauteils verstrichen.

Die Spannungsspielhöhe $\Delta\sigma_e$ des schadensäquivalenten Einstufenkollektives kann grundsätzlich auf eine beliebige Spannungsspielanzahl n_e bezogen werden, wobei $\Delta\sigma_e$ von n_e abhängt (ein kleineres n_e bedingt höhere Werte $\Delta\sigma_e$). Die Umrechnung eines Einstufenkollektives erfolgt dabei wie in Abb. 10 und Gl. 8 bis Gl. 10 dargestellt. Die Basis hierfür bildet die Annahme einer identen Schädigungswirkung. Erfolgt der Bezug der Spannungsspielhöhe $\Delta\sigma_e$ auf die Anzahl an Zugüberfahrten n_{Zug} auf einem bestimmten Gleis, kann die Höhe des Einstufenkollektives $\Delta\sigma_e$ als jenes Spannungsspiel interpretiert werden, dass bei der Überfahrt eines durchschnittlichen Zuges in Hinblick Ermüdungsschädigung auftritt. Wird das schadensäquivalente Einstufenkollektiv auf n_{Zug} bezogen, ergibt ein Vergleich mit der entsprechenden Wöhlerlinie direkt die verbleibende mögliche Anzahl an Zugüberfahrten.

2.4 Restlebensdauernachweis gemäß ONR 24008

Der Nachweis der Restlebensdauer gemäß ONR 24008 [10] ersetzt den Eurocode Nachweis gemäß [8], [9] und [6]. Der Ausnutzungsgrad gemäß Eurocode wird dabei in eine Ermüdungsschädigung D umformuliert. Es werden zwei Nachweisformate beschrieben. Nachweisformat 1 entspricht dabei einer vereinfachten Nachweismethode

auf Grundlage der Eurocode Kollektivbeiwerte λ . Nachweisformat 2 verwendet spezielle Kollektivbeiwerte λ_{alt} der Vergangenheit, wodurch die geringere Schädigung in den Anfangsjahren alter Eisenbahnbrücken, durch geringeres Verkehrsaufkommen, einfach berücksichtigt werden kann. Im Folgenden wird das Nachweisformat 2 kurz dargestellt. Eine erweiterte Beschreibung findet sich im Stahlbau-Kalender 2017 ab Seite 755 [20].

Zuerst wird die Schädigung D_{1996} vom Baujahr der Brücke bis zum Jahr 1996 mit dem Schadensäquivalenzfaktor λ_{alt} , auf Basis der Ergebnisse in der DB-RL 805 [11], berechnet:

$$D_{1996} = (\gamma_{\text{Ff}} \cdot \gamma_{\text{Mf}})^5 \cdot \left(\frac{\lambda_{\text{alt}} \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71}}{\Delta\sigma_c} \right)^5 \quad \text{Gl. 4}$$

mit: $\lambda_{\text{alt}} = \lambda_{1,\text{alt}} \cdot \lambda_{3,\text{alt}} \cdot \lambda_4$ (vgl. Abb. 9)

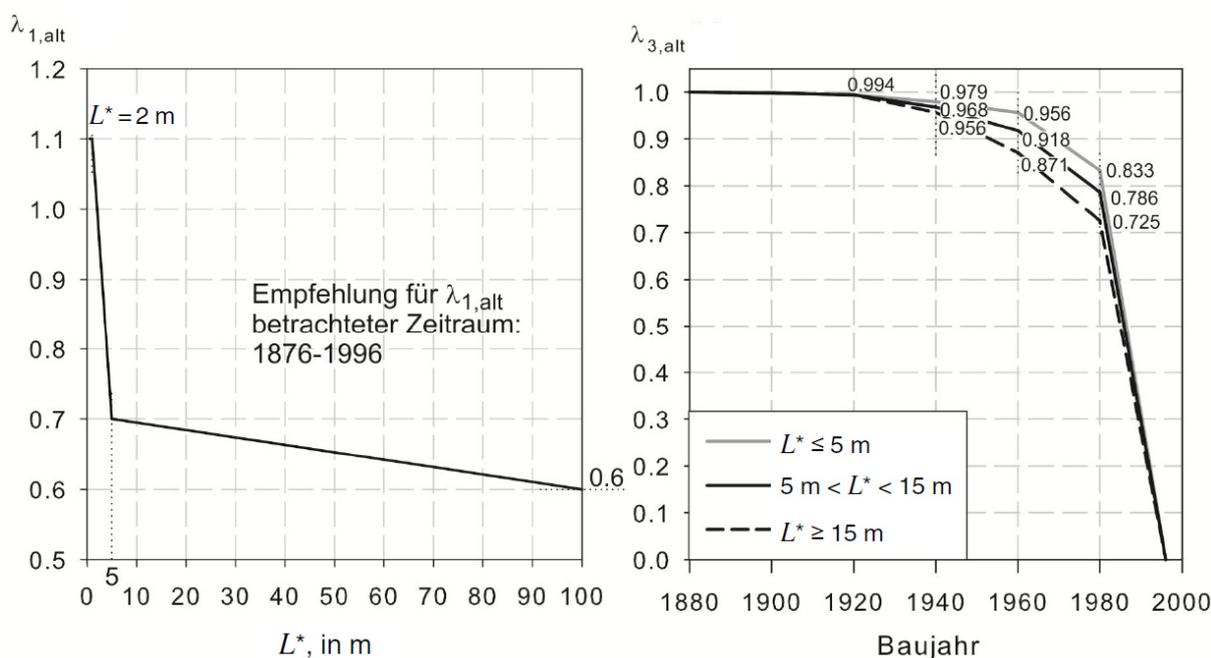


Abb. 9: Schadensäquivalenzfaktoren $\lambda_{1,\text{alt}}$ und $\lambda_{3,\text{alt}}$ (modifiziert gemäß Unterweger und Taras auf Basis DB-RL 805 [11]), entnommen aus [10]

Der noch verfügbare „Restschaden“ für den weiteren Betrieb ergibt sich zu:

$$D_{\text{rest}} = 1 - D_{1996} \quad \text{Gl. 5}$$

Die Berechnung des Schadens $D_{\text{Jahr,neu}}$, der in einem Jahr der Gegenwart bzw. Zukunft („neu“) akkumuliert wird, ergibt sich zu:

$$D_{\text{Jahr,neu}} = \frac{(\gamma_{\text{Ff}} \cdot \gamma_{\text{Mf}})^5}{100} \cdot \left(\frac{\lambda_{\text{neu}} \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71}}{\Delta\sigma_c} \right)^5 \quad \text{Gl. 6}$$

mit: $\lambda_{\text{neu}} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_4$ aus Eurocode EN 1993-2 [9]

Die verbleibende, rechnerische Restlebensdauer RLD in Jahren ab dem Zeitpunkt (Jahr) der Berechnung ZP_{ber} wird schlussendlich wie folgt berechnet:

$$\text{RLD} = \frac{D_{\text{rest}}}{D_{\text{Jahr,neu}}} - (ZP_{\text{ber}} - 1996) = \frac{1 - D_{1996}}{D_{\text{Jahr,neu}}} - (ZP_{\text{ber}} - 1996) \quad \text{Gl. 7}$$

3 Ansätze zur Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer

In diesem Kapitel werden verschiedene Ansätze beleuchtet, die eine mögliche Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer einer Bestandsbrücke in Aussicht stellen, sollte mit dem konventionellen Ermüdungsnachweis keine ausreichende Restlebensdauer mehr nachgewiesen werden können.

In den Kapiteln 4, 5 und 6 wird die praktische Anwendung der einzelnen Ansätze am Beispiel einer Eisenbahnbrücke und einem ermüdungskritischen Referenzdetail gezeigt und besprochen.

3.1 Berücksichtigung der tatsächlichen Betriebsbeanspruchung

Die Höhe der Betriebsbeanspruchung ist ein wesentlicher Parameter der Restlebensdauerberechnung. Sie wird über die Höhe und die Anzahl der aus Betriebszugsüberfahrten resultierenden Spannungsspiele definiert und durch ein Spannungskollektiv oder ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv dargestellt.

Abb. 10 zeigt den dominanten Einfluss der Höhe der Betriebsbeanspruchung $\Delta\sigma_e$ auf die mögliche Anzahl an Spannungsspielen N , d. h. die rechnerische Lebensdauer. Durch den logarithmischen Zusammenhang über die Wöhlerlinie hat eine Reduktion der Ermüdungsbeanspruchung $\Delta\sigma_e$ einen überproportionalen Zuwachs der Gesamtlebensdauer und damit der Restlebensdauer (RLD) zur Folge. Eine Spannungsreduktion von -10 % bewirkt eine Verlängerung der Gesamtlebensdauer von 37 % und eine entsprechend höhere prozentuelle Verlängerung der RLD (sind z. B. bereits 50 % der Gesamtlebensdauer verstrichen, wird die Restlebensdauer bei einem Ansatz von um -10 % reduzierten Spannungen um +74 % verlängert).

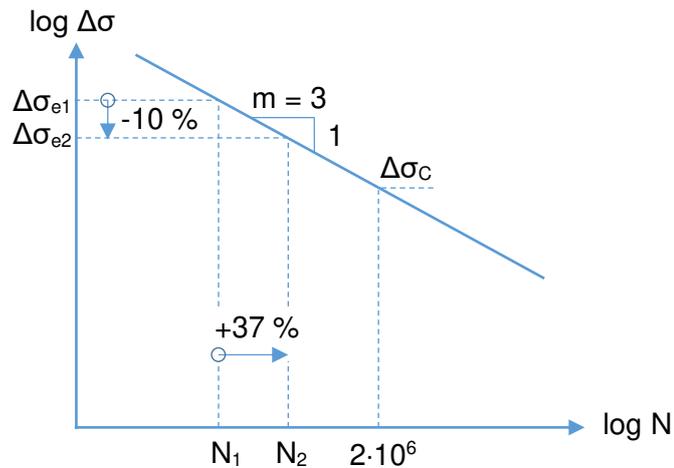


Abb. 10: Berechnung der Lebensdauer bei Veränderung der Beanspruchungshöhe

Die Umrechnung der Einstufenkollektive erfolgt dabei auf Basis gleicher Schädigungswirkung gemäß Gl. 8 bis Gl. 10.

$$\Delta \sigma_{e1}^m \cdot N_1 = \Delta \sigma_{e2}^m \cdot N_2 = \Delta \sigma_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{Gl. 8}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_i = \Delta \sigma_C \cdot \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N_i} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{Gl. 9}$$

$$\Rightarrow N_i = \frac{\Delta \sigma_C^m \cdot 2 \cdot 10^6}{\Delta \sigma_i^m} \quad \text{Gl. 10}$$

Beim Ermüdungsnachweis einer Bestandsbrücke sollte daher besonderes Augenmerk auf die bisherige Betriebsbeanspruchung gelegt werden. Eine zu hohe Annahme für die Betriebsbeanspruchung der Vergangenheit kann selbst bei Brückentragwerken die deutlich jünger als die geplante Lebensdauer von etwa 100 Jahren sind - und sich grundsätzlich in einem guten Zustand befinden - dazu führen, dass aufwendige Verstärkungsmaßnahmen (Ziel: deutliche Reduktion der Spannungsspiele in der Zukunft) oder Betriebseinschränkungen (z. B. Reduktion der Spannungsspiele durch Reduktion der Fahrgeschwindigkeit), bis hin zum frühzeitigen Austausch der Brücke angeordnet werden. Wie Abb. 11 zeigt, ist der Einfluss der Betriebsbeanspruchung der Vergangenheit $\Delta \sigma_{e,alt}$ umso größer, je älter die Brücke bereits ist.

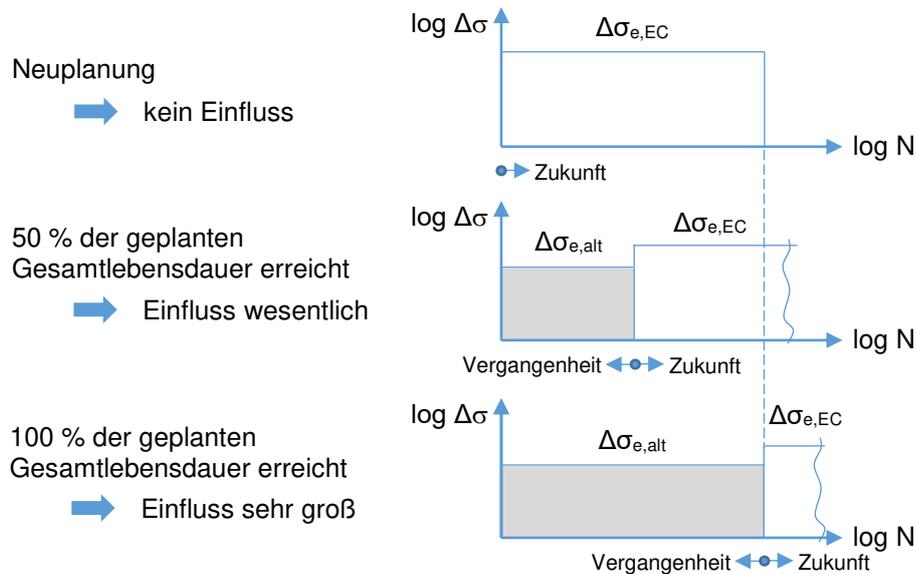


Abb. 11: Einfluss geringerer Beanspruchung in der Vergangenheit auf die Gesamtlebensdauer

Im Gegensatz zur Planung einer neuen Brücke bieten Bestandsbrücken den Vorteil, dass die tatsächlich vorhandene Betriebsbeanspruchung relativ einfach und günstig mittels Dehnmessstreifen (DMS) direkt an den ermüdungskritischen Detailpunkten gemessen werden kann. Durch die direkte Messung der Betriebsbeanspruchung können sämtliche Modellunsicherheiten, die bei der Simulation von Betriebszugsüberfahrten an einem numerischen Brückenmodell auftreten, ausgeschlossen werden. Voraussetzung ist, dass der Messzeitraum repräsentativ für den Betrieb ist.

Kann mit Hilfe einer Messung gezeigt werden, dass die tatsächliche Betriebsbeanspruchung geringer ist, als die gemäß Eurocode anzusetzende Betriebsbeanspruchung $\Delta\sigma_{e,EC}$, hat dies einen wesentlichen, positiven Einfluss auf die berechnete Restlebensdauer. Umgekehrt ist der Einfluss allerdings genauso wesentlich. Ist die aktuelle Betriebsbeanspruchung höher als die normgemäße Betriebsbeanspruchung, darf dies bei der Berechnung der Lebensdauer auf keinen Fall vernachlässigt werden.

Die Messergebnisse der tatsächlichen Betriebsbeanspruchung einer Eisenbahnbrücke im österreichischen Hauptstreckennetz, dargestellt in Kapitel 4, liefern erste Hinweise darauf, wie konservativ oder nicht konservativ die aktuellen Lastannahmen gemäß Eurocode sind. Neben den Messergebnissen wird auch das verwendete Messkonzept und die praktische Berechnung der Betriebsbeanspruchung gemäß Eurocode im Kapitel 4 dargestellt.

Wird das gemessene Spannungskollektiv für einen konventionellen Ermüdungsnachweis herangezogen, ist im Einzelfall abzuklären, ob in der Vergangenheit eine eventuell höhere Betriebsbeanspruchung vorhanden war. Dies wäre beispielsweise durch eine Fahrplan- bzw. Nutzungsänderung, oder eine Brückenverstärkung in der Vergangenheit, denkbar. Kann davon ausgegangen werden, dass die Betriebsbeanspruchung in der Vergangenheit nicht höher war als die aktuell gemessene Betriebsbeanspruchung, kann das gemessene Spannungskollektiv für den Ermüdungsnachweis einfach auf die bisherige Lebensdauer skaliert werden (dabei kann eine geänderte Betriebsbelastung - auf Basis gemessener oder geschätzter Jahrestonnagen - leicht mitberücksichtigt werden).

Bei der Messung der Betriebsbeanspruchung mittels DMS ist bei der Platzierung der DMS vor den ermüdungskritischen Details darauf zu achten, dass die „richtigen“ Dehnungen gemessen werden. Sollten Nennspannungen gemessen werden, müssen die DMS außerhalb von etwaigen Spannungskonzentrationen platziert werden (vgl. Abschnitt 4.2.2). Alternativ dazu können auch Strukturspannungen für die Anwendung des Strukturspannungskonzeptes gemessen werden, wie beispielsweise in [21] gezeigt wird. Es ist sicherzustellen, dass die Messquerschnitte der Brücke zur Applizierung der DMS zugänglich sind und es sollte über den gesamten Messzeitraum eine Stromversorgung für den Messverstärker verfügbar sein. Bei der Messung mit DMS ist unter anderem auf eine ausreichend hohe Abtastrate, eine korrekte Tiefpass-Filterung und eine entsprechende Temperaturkompensation zu achten (vgl. Abschnitt 4.2.3, bei den Messungen an der Bestandsbrücke wurde eine Abtastrate von 300 Hz und ein 10 Hz Tiefpassfilter verwendet). Dies ist jedoch für spezialisierte Messtechnikfirmen kein Problem und der Kunde erhält direkt die fertig ausgezählten Spannungskollektive. Der Messzeitraum muss dabei ausreichend lang gewählt werden, um ein repräsentatives Spannungskollektiv zu erhalten. In der Studie in Kapitel 4 wurde beispielsweise ein Messzeitraum von 28 Tagen gewählt (vgl. Abschnitt 4.2.1).

3.2 Systematik zur Berechnung der Schädigungswirkung eines Spannungskollektives

Ein weiterer Ansatz zur Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer ist die Systematik zur Berechnung der Schädigungswirkung eines Spannungskollektives. Der hier betrachtete Aspekt betrifft vor allem die Schädigungswirkung von Kollektivstufen

unter der anfänglichen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ ². Bei der typischen Betriebsbeanspruchung einer Eisenbahnbrücke liegen die meisten Kollektivstufen unterhalb der Dauerfestigkeit, wodurch die Berechnung der reduzierten Schädigungswirkung der Kollektivstufen unter der anfänglichen Dauerfestigkeit großen Einfluss auf die resultierende Restlebensdauer hat. Die Schadensakkumulation gemäß Eurocode beinhaltet diesbezüglich gewisse Vereinfachungen, die in diesem Abschnitt analysiert werden.

Da der Ergebnisvergleich der tatsächlichen und der normgemäßen Betriebsbeanspruchung in Kapitel 4 über den Vergleich der schadensäquivalenten Einstufenkollektive geführt wird, kann im gleichen Zug auch der Unterschied der betrachteten Regeln zur Schadensakkumulation gezeigt werden.

3.2.1 Schadensakkumulation gemäß Eurocode

Die Schädigungssumme D wird gemäß Eurocode EN 1993-1-9 [6] mit der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren/Miner berechnet. Hinsichtlich der Erfassung der nur teilschädigenden Wirkung von Beanspruchungsspielen $\Delta\sigma_i$ unter der anfänglichen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ sind unterschiedliche Varianten möglich. In diesem Abschnitt wird die Variante gemäß Eurocode (eine Erweiterung der modifizierten Miner-Regel) dargestellt (vgl. Abb. 14, Abb. 15 und Gl. 11 bis Gl. 13), die von Haibach [16] vorgeschlagen wird. Zum besseren Verständnis werden zusätzlich auch die elementare und die originale Miner-Regel erklärt.

Die elementare Miner-Regel vernachlässigt die nur teilschädigende Wirkung von Beanspruchungsspielen $\Delta\sigma_i$ unter der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$, alle Spannungsspiele sind voll schadenswirksam. Sie ist daher sehr konservativ, umgeht jedoch die Diskussion nach der konkreten Höhe der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$.

Im Gegensatz dazu, vernachlässigt die originale Miner-Regel jede Schädigung von Spannungsspielen unter der Dauerfestigkeit - dies bedeutet eine systematische Überschätzung der Lebensdauer.

Die modifizierte Miner-Regel wurde von Haibach [16] abgeleitet und erfasst ingenieurmäßig den Abfall der Dauerfestigkeit mit zunehmender Schädigung. Damit wird der

² Die Dauerfestigkeit wird in einem Wöhler-Versuch (Zufolge einer Einstufenbelastung) ermittelt. Bei der typischen Betriebsbeanspruchung einer Eisenbahnbrücke treten unterschiedlich hohe Spannungsspiele auf, die in einem Spannungskollektiv dargestellt werden. Hier existieren praktisch immer Kollektivstufen oberhalb und unterhalb der Dauerfestigkeit.

teilschädigenden Wirkung von Spannungsspielen unter der anfänglichen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ Rechnung getragen. Sie ist daher besser als die elementare oder die originale Miner-Regel geeignet, die Schädigungssumme D eines Spannungskollektives zu berechnen. In Abb. 12 wird zur Erläuterung der modifizierten Miner-Regel beispielhaft ein einfaches Kollektiv, bestehend aus zwei Kollektivanteilen (S_1 mit $\Delta\sigma_1$ und S_2 mit $\Delta\sigma_2$) dargestellt. Im Prinzip verursacht jedes Spannungsspiel oberhalb der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ einen Beitrag zur Schädigungssumme D . Diese, wenn auch kleine, Schädigung führt zu einem zunehmenden Absinken der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$. Im rechten Teil der Abb. 12 wird das Absinken der Dauerfestigkeit in Abhängigkeit der aktuellen Schädigungssumme D , als Funktion $\Delta\sigma_D(D)$ dargestellt. Spannungsspiele unterhalb der aktuellen Höhe der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D(D)$ liefern keinen Beitrag zur Schädigungssumme D . Die Kollektivstufe S_1 befindet sich oberhalb der anfänglichen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$, sie ist daher von Beginn an schadenswirksam. Die Kollektivstufe S_2 befindet sich unterhalb der anfänglichen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$, sie liefert daher erst ab einer Höhe von $\Delta\sigma_D(D) = \Delta\sigma_2$ einen Beitrag zur Schädigungssumme D .

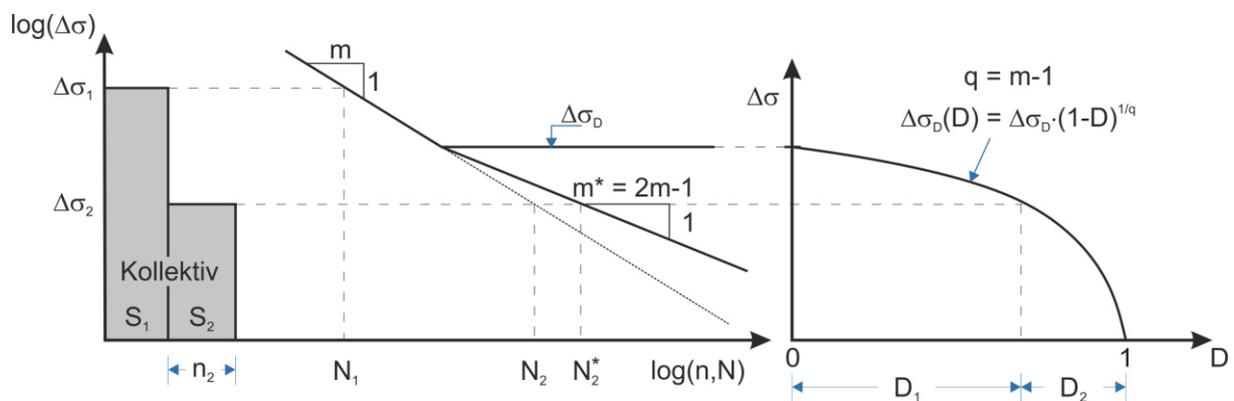


Abb. 12: Hintergrund zur modifizierten Miner-Regel – Abnahme der Dauerfestigkeit mit zunehmender Schädigung

Da ein Spannungskollektiv keine Information zur tatsächlichen Reihenfolge der Spannungsspiele in einem Spannungs-Zeit-Verlauf enthält, wird angenommen, dass die unterschiedlich hohen Kollektivstufen über die Lebensdauer gleich verteilt auftreten (vgl. Abb. 13). Dies entspricht – bei einem durch Verkehr beanspruchten Brückentragwerk – weitgehend der Realität. Die Spannungsspiele der Kollektivanteile S_1 und S_2 treten über die gesamte Lebensdauer auf. Zu Beginn der Lebensdauer (im Bereich D_1) sind nur die Spannungsspiele des Kollektivanteils S_1 schadenswirksam (grau hinterlegt).

Ab einem gewissen Zeitpunkt ($\Delta\sigma_D(D) = \Delta\sigma_2$, vgl. Abb. 12) werden dann auch die Spannungsspiele des Kollektivanteils S_2 schadenswirksam. Im Bereich D_2 wirken beide Kollektivanteile S_1 und S_2 schädigend.

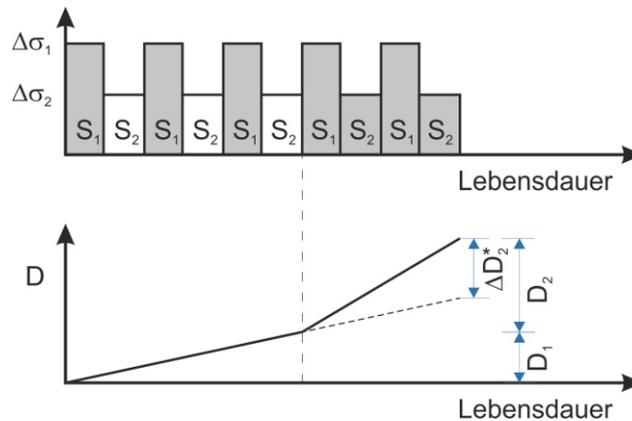


Abb. 13: Hintergrund zur modifizierten Miner-Regel – Darstellung der schädigend wirkenden Kollektivstufen (grau hinterlegt) über die Lebensdauer (bis $D = 1,0$)

Der Kollektivanteil S_2 hat – bezogen auf die gesamte Lebensdauer – nur eine teilschädigende Wirkung. Die aktuelle Schädigungssumme D wird, wie in Gl. 11 gezeigt, über eine Summation der Verhältnisse n zu N über alle Kollektivstufen berechnet. Die nur teilschädigende Wirkung der Kollektivstufen n_j unterhalb der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ kann dabei über eine fiktive Vergrößerung von N_j berücksichtigt werden. Daher schlug Hai-bach [16] eine abgeknickte (flachere) Schädigungswöhlerlinie mit der Steigung $m^* = 2m-1$ vor. Der Anteil der Kollektivstufe S_2 an der Gesamtschädigung ($= \Delta D_2^*$ in Abb. 13) entspricht dann $\Delta D_2^* = n_2/N_2^*$ (vgl. Abb. 12, $N_2^* > N_2$). Der Unterschied von N_j und N_j^* wird immer größer, je kleiner $\Delta\sigma_j$ wird. Dadurch wird die spätere Schadenswirksamkeit kleinerer Kollektivstufen berücksichtigt.

Im Eurocode EN 1993-1-9 [6] werden Ermüdungsfestigkeitskurven (vgl. Abb. 5) zur Schädigungsberechnung angegeben, die auf der modifizierten Miner-Regel basieren. Die Wöhlerlinie ($m = 3$) wird unterhalb der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ mit einer geringeren Steigung ($m^* = 2 \cdot m - 1 = 2 \cdot 3 - 1 = 5$) bis zu dem Schwellenwert $\Delta\sigma_L$ der Ermüdungsfestigkeit (cut off limit) bei 10^8 Spannungsspielen fortgesetzt. Spannungsspiele unterhalb dieses Schwellenwertes können vernachlässigt werden. Durch diese fiktive Fortsetzung mit flacherer Neigung (Steigung m^* statt m) wird die real vorhandene geringere Bauteilschädigung, von Spannungsspielen unterhalb der Dauerfestigkeit, bis zu

einem gewissen Schwellenwert berücksichtigt und es kann weiterhin eine einfache lineare Schadensakkumulation durchgeführt werden. Die Berechnung eines schadensäquivalenten Einstufenkollektives $\Delta\sigma_e$ wird in Gl. 14 gezeigt, die zu Gl. 15 und Gl. 16 vereinfacht werden kann. Die Spannungsspielhöhe $\Delta\sigma_e$ des schadensäquivalenten Einstufenkollektives kann, wie bereits in Abschnitt 2.3 erwähnt, grundsätzlich auf eine beliebige Spannungsspielanzahl n_e bezogen werden, wobei $\Delta\sigma_e$ von n_e abhängt (ein kleineres n_e bedingt höhere Werte $\Delta\sigma_e$). Zu beachten ist, dass dabei - wegen der fehlenden Fallunterscheidung ($\Delta\sigma_e > \Delta\sigma_D$ oder $\Delta\sigma_e < \Delta\sigma_D$) - wie die Abb. 15 zeigt für $\Delta\sigma_e$ nun keinerlei Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ angesetzt werden darf. Im Vergleich zur originalen Miner-Regel wird so eine systematische Überschätzung der Lebensdauer vermieden. Gleichzeitig sind die Ergebnisse gegenüber der elementaren Miner-Regel weniger konservativ. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Miner-Regeln gelten allerdings nur für Kollektive mit Kollektivstufen unterhalb der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$. Sind alle Kollektivstufen höher als die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$, liefern alle Variationen der Miner-Regel die gleichen Ergebnisse, dies ist jedoch bei Eisenbahnbrücken praktisch nicht der Fall.

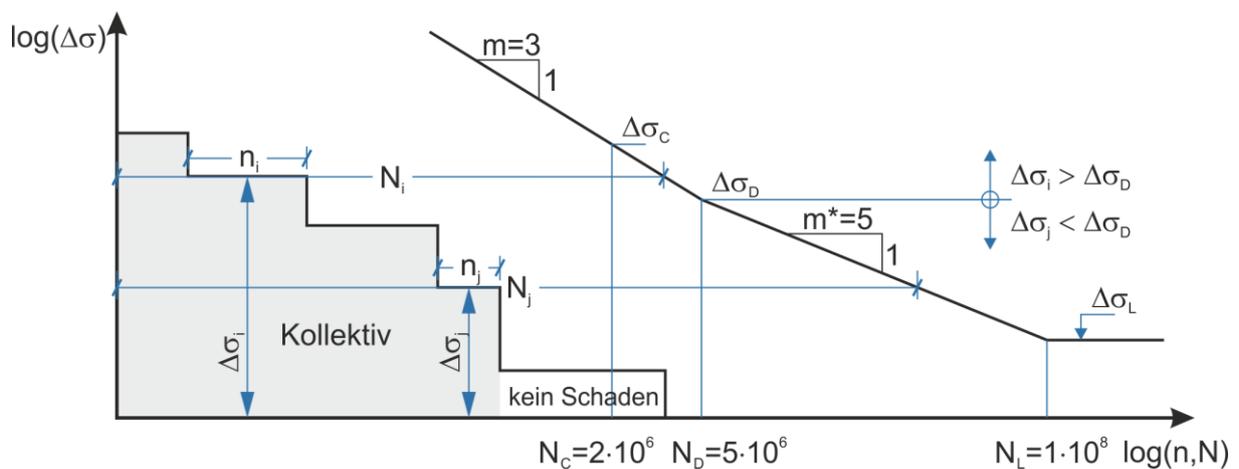


Abb. 14: Ermittlung der Schädigungssumme D nach EN 1993-1-9

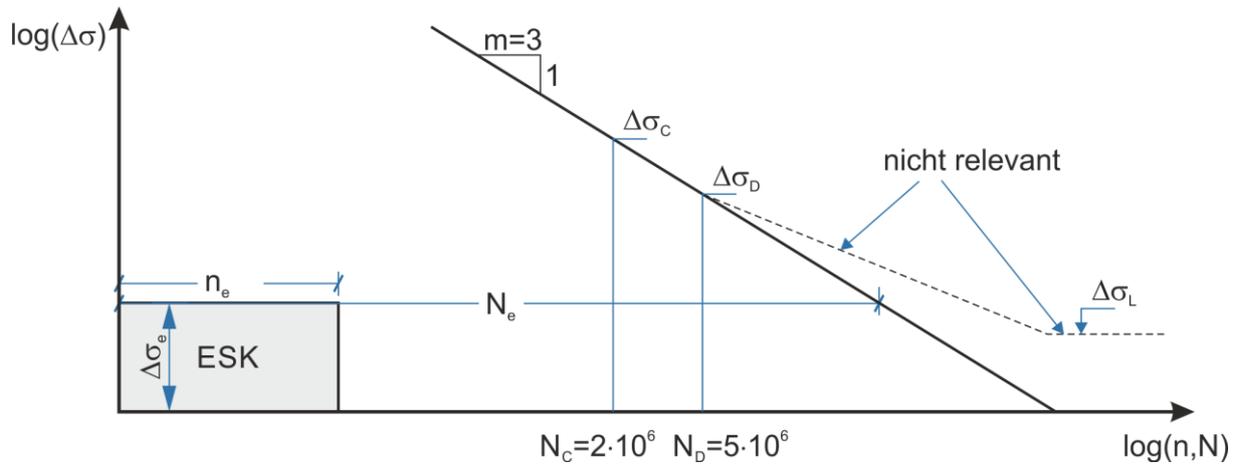


Abb. 15: Ermittlung von $\Delta\sigma_e$

Nach Abb. 14 und Abb. 15 gilt (n_e = Kollektivlänge von $\Delta\sigma_e$):

$$D_{\text{Koll}} = \sum_{\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_D} \frac{n_i}{N_i} + \sum_{\Delta\sigma_D > \Delta\sigma_j > \Delta\sigma_L} \frac{n_j}{N_j} \stackrel{!}{=} D_{\text{ESK}, \Delta\sigma_e} = \frac{n_e}{N_e} \quad \text{Gl. 11}$$

Nach dem Ersetzen von N_i bzw. N_j und N_e durch die Wählerlinien Kennwerte $\Delta\sigma_C$, $N_C = 2 \cdot 10^6$, $N_D = 5 \cdot 10^6$ und $m = 3$, $m^* = 5$ erhält man:

$$D_{\text{Koll}} = \frac{1}{2 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_C^3} \sum_{\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_D} \Delta\sigma_i^3 \cdot n_i + \frac{1}{5 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_D^5} \sum_{\Delta\sigma_D > \Delta\sigma_j > \Delta\sigma_L} \Delta\sigma_j^5 \cdot n_j \quad \text{Gl. 12}$$

$$D_{\text{ESK}, \Delta\sigma_e} = \frac{\Delta\sigma_e^3 \cdot n_e}{2 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_C^3} \quad \text{Gl. 13}$$

Durch Umwandlung von Gl. 12 und Gl. 13 ergibt sich $\Delta\sigma_e$ zu:

$$\Delta\sigma_e = \sqrt[3]{\left(\frac{1}{2 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_C^3} \sum_{\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_D} \Delta\sigma_i^3 \cdot n_i + \frac{1}{5 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_D^5} \sum_{\Delta\sigma_D > \Delta\sigma_j > \Delta\sigma_L} \Delta\sigma_j^5 \cdot n_j \right) \cdot \frac{2 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_C^3}{n_e}} \quad \text{Gl. 14}$$

Gl. 14 lässt sich weiter zusammenfassen zu:

$$\Delta\sigma_e = \sqrt[3]{\left(\sum_{\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_D} \Delta\sigma_i^3 \cdot n_i + \frac{2 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_C^3}{5 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_D^5} \sum_{\Delta\sigma_D > \Delta\sigma_j > \Delta\sigma_L} \Delta\sigma_j^5 \cdot n_j \right) \cdot \frac{1}{n_e}} \quad \text{Gl. 15}$$

mit: $2 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_C^3 = 5 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_D^3 \rightarrow \frac{2 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_C^3}{5 \cdot 10^6} = \Delta\sigma_D^3$

$$\Delta\sigma_e = \sqrt[3]{\left(\sum_{\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_D} \Delta\sigma_i^3 \cdot n_i + \frac{1}{\Delta\sigma_D^2} \sum_{\Delta\sigma_D > \Delta\sigma_j > \Delta\sigma_L} \Delta\sigma_j^5 \cdot n_j \right)} \cdot \frac{1}{n_e} \quad \text{Gl. 16}$$

Wird ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$ auf eine andere Bezugslänge n_e umgerechnet, ist hierbei nur die Wöhlerlinie ($m=3$) unter Vernachlässigung der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ anzuwenden, da die teilschädigende Wirkung niedriger Spannungsspiele bereits bei der Ermittlung von $\Delta\sigma_e$ berücksichtigt wurde (vgl. Abb. 15). Die neuerliche Anwendung der Ermüdungsfestigkeitskurve wäre hier nicht korrekt. Die Umrechnung eines Einstufenkollektives erfolgt wie in Abb. 10 und Gl. 8 bis Gl. 10 dargestellt. Die Basis hierfür bildet die Annahme einer identen Schädigungswirkung.

3.2.2 Konsequente Miner-Regel

Durch die Anwendung der sogenannten konsequenten Miner-Regel können die Grundannahmen des Eurocodes zur Berücksichtigung der teilschädigenden Wirkung von Kollektivstufen unterhalb der anfänglichen Dauerfestigkeit mathematisch exakt umgesetzt werden. Dadurch ergibt sich in vielen Fällen ein günstigeres Ergebnis und eine Erweiterung der rechnerischen Restlebensdauer. Die konsequente Miner-Regel bildet den Hintergrund der ingenieurmäßig vereinfachten Schadensakkumulation des Eurocodes (vgl. Abb. 14) und ermöglicht es, das resultierende schadensäquivalente Spannungsspiel $\Delta\sigma_e$ noch genauer an das vorhandene Spannungskollektiv anzupassen. Auch die FKM Richtlinie [22] empfiehlt die Verwendung der konsequenten Miner-Regel.

Die Art der Berechnung der Schädigungssumme D eines Spannungskollektives ist für die resultierende Höhe des schadensäquivalenten Einstufenkollektives $\Delta\sigma_e$ von großer Bedeutung. Insbesondere für Spannungskollektive deren Höchstwert $\Delta\sigma_{\max}$ nur geringfügig höher ist als die anfängliche Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ kann die Anwendung der hier vorgestellten konsequenten Miner-Regel sinnvoll werden. Vergleichsrechnungen in [1] zeigen bis $\Delta\sigma_{\max} \leq 2 \cdot \Delta\sigma_D$ deutlich positive Ergebnisse auf die resultierende rechnerische Restlebensdauer. Gerade in diesem, für Eisenbahnbrücken sehr relevanten, Bereich liefert die ingenieurmäßige Vereinfachung nach Haibach, d. h. die Berechnung nach Eurocode EN 1993-1-9, im Vergleich zur konsequenten Miner-Regel konservative Ergebnisse. Je geringer der Unterschied zwischen Kollektivhöchstwert und Dauerfestigkeit, desto größer, wird der Einfluss einer möglichst zutreffenden Beschreibung

der teilschädigenden Wirkung von Kollektivstufen unter der anfänglichen Dauerfestigkeit und somit der Unterschied der berechneten Lebensdauern.

Die konsequente Miner-Regel basiert auf den gleichen Grundannahmen wie die Berechnung der Schädigungssumme nach Eurocode 1993-1-9 [6], ersetzt jedoch die von Haibach [16] abgeleiteten ingenieurmäßigen Vereinfachungen. Die zugrundeliegenden Annahmen sind: (i) das Gesamtkollektiv ist zeitlich gleichverteilt und (ii) zunehmende Bauteilschädigung führt zu einem Abfall der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D(D)$; Der Abfall der Dauerfestigkeit mit zunehmender Schädigung wird dabei durch ein schrittweises Vorgehen exakt auf das jeweilige Spannungskollektiv abgestimmt.

Um die schrittweise Vorgehensweise der konsequenten Miner-Regel zu veranschaulichen, ist: (i) in Abb. 16 ein einfaches Beispielkollektiv dargestellt; (ii) werden die wesentlichen Punkte erklärt, um den logischen Ablauf dieses Verfahrens zu vermitteln; und (iii) wird der Algorithmus bestehend aus 5 Berechnungsschritten (bis zur Ermittlung eines schadensäquivalenten Einstufenkollektives) und die dazu notwendigen Formeln angeführt, um dieses nichtlineare Verfahren einfach programmieren zu können.

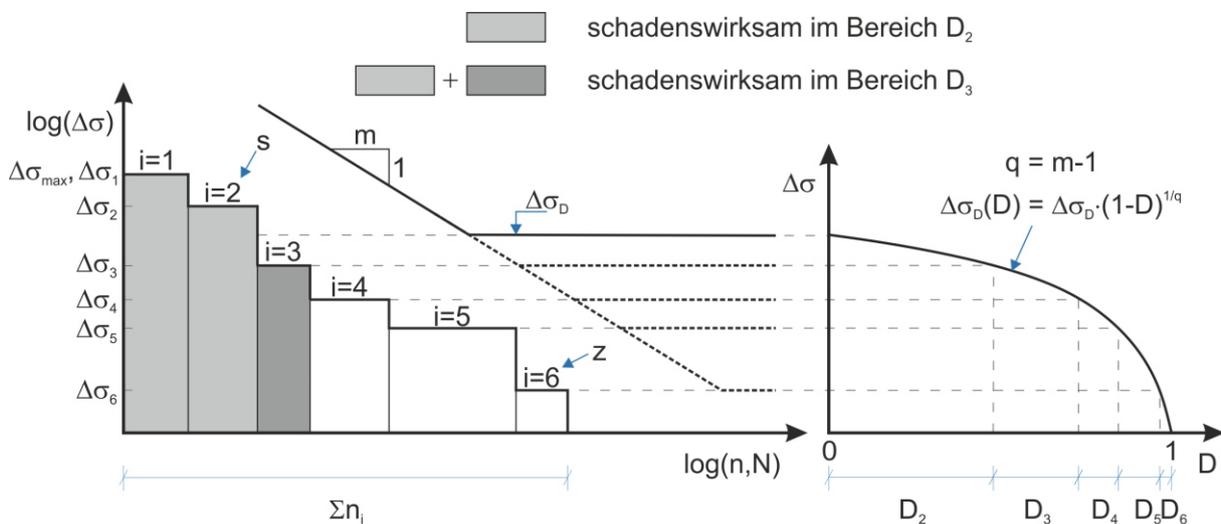


Abb. 16: Hintergrund zur konsequenten Miner-Regel

- Beschreibung der wesentlichen Punkte der konsequenten Miner-Regel:

Vorweg werden die Konstanten s und z bestimmt (vgl. Abb. 16 und Schritt 1 des nachfolgenden Algorithmus; s ist der Index der ersten Kollektivstufe über $\Delta\sigma_D$ (Zählung i beginnend mit der höchsten Kollektivstufe) und z ist der Index der niedrigsten Kollektivstufe). Danach werden die Schädigungsanteile D_j ($j = s$ bis z) berechnet (vgl. Schritt 2). Die Bereiche D_j sind rechts in Abb. 16 für das Beispielkollektiv eingetragen. In den Bereichen D_j sind jeweils die Kollektivstufen mit dem Index 1 bis j schadenswirksam. Das bedeutet, dass es einen Schädigungsanteil D_s für alle Kollektivstufen oberhalb der anfänglichen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ gibt, sowie zusätzlich für jede weitere Kollektivstufe unterhalb der anfänglichen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ einen weiteren Schädigungsanteil $D_{j=(s+1)}$ bis z . Anschließend erfolgt die Schadensakkumulation über alle Schädigungsanteile und Kollektivstufen (vgl. Schritt 3 und 4). Erreicht die verursachte Schadenssumme D das Ende eines Schädigungsbereichs D_j , wird die nächste Kollektivstufe schadenswirksam, da die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D(D)$ inzwischen auf die Höhe der nächsten Kollektivstufe $\Delta\sigma_{j+1}$ abgesunken ist. Abschließend erfolgt die Berechnung eines schadensäquivalenten Einstufenkollektives (vgl. Schritt 5).

Der hellgraue Anteil des Beispielkollektivs in Abb. 16 (Kollektivstufe $i=1$ und $i=2$) ist höher als die anfängliche Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ und so lange alleine ausschließlich schadenswirksam, bis die Dauerfestigkeit auf $\Delta\sigma_D(D) = \Delta\sigma_3$ abgesunken ist. Auf der Schädigungsachse des rechten Diagramms in Abb. 16 entspricht dies dem Bereich D_2 . Im Bereich D_2 sind nur die Kollektivstufen $i = 1$ bis 2 ($\Delta\sigma_1$ und $\Delta\sigma_2$) schadenswirksam. Ist die Dauerfestigkeit schließlich auf $\Delta\sigma_D(D) = \Delta\sigma_3$ abgesunken, startet Bereich D_3 . Im Bereich D_3 sind die Kollektivstufen $i = 1$ bis 3 ($\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ und $\Delta\sigma_3$) schadenswirksam. Diese Vorgehensweise muss für alle Kollektivstufen wiederholt werden, wofür meist ein einfaches Computerprogramm erforderlich wird. Der Algorithmus mit den entsprechenden mathematischen Formeln ist durch die folgenden Schritte 1 bis 5 gegeben.

**- Algorithmus zur Umsetzung der konsequenten Miner-Regel
(anhand des Beispiels in Abb. 16):**

1. Definition der Konstanten s und z

- Alle Kollektivstufen erhalten einen Index. Die höchste Kollektivstufe wird mit Index $i = 1$ bezeichnet, die niedrigste mit Index $i = z$ (hier: $z = 6$).
- Bestimme die erste Kollektivstufe $\Delta\sigma_i$ die größer als $\Delta\sigma_D$ ist und speichere diesen Index i in der Konstanten s (hier: $s = 2$).

2. Berechnung der Schädigungsanteile D_j mit Gl. 17

- die Variable j läuft von s bis z (hier: $j = 2$ bis 6)
Anm.: Somit ist hier kein Schädigungsanteil D_1 vorhanden. Der Schädigungsanteil $D_{j=s}$ (hier: D_2) deckt die Schädigung durch alle Kollektivstufen oberhalb der anfänglichen Dauerfestigkeit ab.
- Für die Anwendung von Gl. 17 ist $\Delta\sigma_{z+1} = 0$ zu definieren, $q = m-1$

$$D_j = \begin{cases} \frac{\Delta\sigma_D^q - \Delta\sigma_{j+1}^q}{\Delta\sigma_D^q} & \text{für } j = s \\ \frac{\Delta\sigma_j^q - \Delta\sigma_{j+1}^q}{\Delta\sigma_D^q} & \text{für } j > s \end{cases} \quad \text{Gl. 17}$$

3. Berechnung der Lebensdauer, d. h. der möglichen Spannungsspiele N mit Gl. 18. N ist ein Vielfaches der Kollektivlänge $\sum n_i$. Wenn $\Delta\sigma_{\max} = \Delta\sigma_1$ kleiner als die anfängliche Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ ist, gilt Gl. 19.

$$N = x \cdot \sum_{i=1}^z n_i = \left((N_D \cdot \Delta\sigma_D^m) \cdot \sum_{j=s}^z \left[D_j / \sum_{i=1}^j n_i \cdot \Delta\sigma_i^m \right] \right) \cdot \sum_{i=1}^z n_i \quad \text{Gl. 18}$$

$$N = \infty \quad \text{für } \Delta\sigma_{\max} < \Delta\sigma_D \quad \text{Gl. 19}$$

4. Berechnung der Schädigungssumme D mit Gl. 20:

$$D_{\text{Koll}} = \frac{\sum n_i}{N} = x^{-1} = \left((N_D \cdot \Delta\sigma_D^m) \cdot \sum_{j=s}^z \left[D_j / \sum_{i=1}^j n_i \cdot \Delta\sigma_i^m \right] \right)^{-1} \quad \text{Gl. 20}$$

5. Berechnung eines schadensäquivalenten Einstufenkollektives der Länge n_e . Der Zusammenhang der Schädigungssumme D und $\Delta\sigma_e$ wird in Gl. 21 und Gl. 22 dargestellt.

$$D_{\text{Koll}} = D_{\text{ESK}, \Delta\sigma_e} = \frac{n_e}{N_e} = \frac{\Delta\sigma_e^m \cdot n_e}{\Delta\sigma_C^m \cdot N_C} = \frac{\Delta\sigma_e^m \cdot n_e}{\Delta\sigma_D^m \cdot N_D} \quad \text{Gl. 21}$$

$$\Delta\sigma_e^m = D_{\text{Koll}} \cdot N_D \cdot \Delta\sigma_D^m \cdot \frac{1}{n_e} \quad \text{Gl. 22}$$

Durch Einsetzen von Gl. 20 in Gl. 22 ergibt sich für $\Delta\sigma_e$:

$$\Delta\sigma_e^m = \frac{1}{(N_D \cdot \Delta\sigma_D^m) \cdot \sum_{j=s}^z \left[D_j / \sum_{i=1}^j n_i \cdot \Delta\sigma_i^m \right]} \cdot N_D \cdot \Delta\sigma_D^m \cdot \frac{1}{n_e} \quad \text{Gl. 23}$$

Durch weiteres umformen von Gl. 23 und Einsetzen von $m = 3$ ergibt sich:

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{\sqrt[3]{n_e \cdot \sum_{j=s}^z \left[D_j / \sum_{i=1}^j n_i \cdot \Delta\sigma_i^3 \right]}} \quad \text{Gl. 24}$$

- Anm.: Auch für $\Delta\sigma_e$ nach Gl. 24 gilt nun die Wöhlerlinie ohne jegliche Dauerfestigkeit (vgl. Abb. 15).

- Hinweise zur praktischen Anwendung der konsequenten Miner-Regel:

Die Ergebnisse der konsequenten Miner-Regel sind deutlich abhängig von der Höhe des Kollektivhöchstwertes im Verhältnis zur Dauerfestigkeit. Dieser Zusammenhang ist besonders anschaulich, wenn der Kollektivhöchstwert knapp unterhalb der Dauerfestigkeit liegt, da dann entsprechend der Definition der konsequenten Miner-Regel keine Schädigungswirkung ausgewiesen wird.

Bei der Anwendung der konsequenten Miner-Regel bekommt die Frage zur Höhe der Dauerfestigkeit besondere Bedeutung. Diese Frage ist insbesondere deshalb kritisch zu betrachten, da die Höhe der Dauerfestigkeit versuchstechnisch nicht einfach zu bestimmen ist, wenige Versuchsergebnisse diesbezüglich vorliegen und in der Literatur nicht nur die Höhe der Dauerfestigkeit, sondern auch ihre Existenz diskutiert wird³. Im

³ Vergleiche beispielsweise den Vorschlag zur Neudefinition der Wöhlerlinien aus [121].

Gegensatz dazu entspricht die Wöhlerlinie und dadurch auch die Dauerfestigkeit einem unteren Fraktilwert, der zusätzlich mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} abgemindert wird, wodurch das geforderte Sicherheitsniveau erreicht werden kann.

Die zweite Frage die beachtet werden muss (insbesondere wenn sich der Kollektivhöchstwert unter der anfänglichen Dauerfestigkeit befindet) ist, ob nicht doch Spannungsspiele über der Dauerfestigkeit möglich sind, die über den Messzeitraum oder durch die Simulation nicht erfasst wurden.

3.2.3 Anschaulicher Vergleich der Miner-Regeln

In diesem Abschnitt wird mit Hilfe sogenannter Lebensdauerlinien versucht, den Unterschied zwischen den zuvor in den Abschnitten 3.2.1 und 3.2.2 angeführten Miner-Regeln möglichst anschaulich darzustellen. Abb. 17 zeigt hierfür die Lebensdauerlinien für ein dargestelltes Beispiellokativ (rot) mit einer Länge $n_{Koll} = 1 \cdot 10^6$ und dem Kollektivhöchstwert $\Delta\sigma_{max}$. In blau werden die mit den vorgestellten Miner-Regeln berechneten schadensäquivalenten Einstufenkollektive $\Delta\sigma_{e,elem}$, $\Delta\sigma_{e,mod}$, $\Delta\sigma_{e,EC}$ und $\Delta\sigma_{e,kons}$ dargestellt, die auf eine Länge von $n_e = 2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen bezogen sind. Eine Lebensdauerlinie erlaubt das direkte Ablesen der möglichen Spannungsspiele N_{Koll} für ein Spannungskollektiv, ähnlich wie die Wöhlerlinie das direkte Ablesen der möglichen Spannungsspiele für ein Einstufenkollektiv ermöglicht. Die Schädigungssumme D_{Koll} eines Kollektives mit Hilfe der Lebensdauerlinie ergibt sich zu $D_{Koll} = n_{Koll} / N_{Koll}$, wobei N_{Koll} auf der Höhe von $\Delta\sigma_{max}$ abgelesen wird. In Abb. 17 ist N_{Koll} beispielhaft für die elementare Miner-Regel ($N_{Koll,elem}$) und die konsequente Miner-Regel ($N_{Koll,kons}$) dargestellt.

Die Lebensdauerlinien sind von der Form bzw. der Völligkeit des Spannungskollektives abhängig. Sie zeigen, dass der Unterschied zwischen den einzelnen „Miner-Regeln“ umso größer wird, je geringer der Abstand von $\Delta\sigma_{max}$ zu $\Delta\sigma_D$ ist. Befinden sich alle Kollektivstufen über der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ ergibt sich kein Unterschied mehr zwischen den angeführten Miner-Regeln.

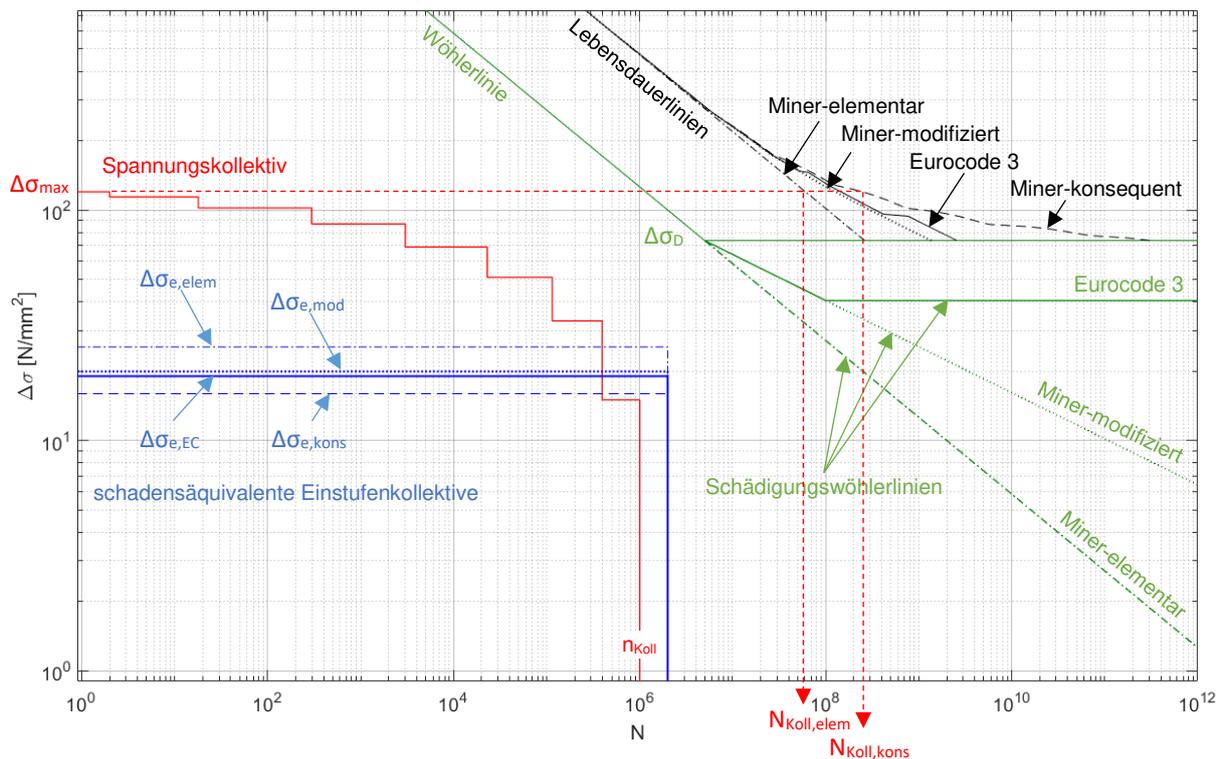


Abb. 17: Beispielkollektiv mit Darstellung der zugehörigen schadensäquivalenten Einstufenkollektive und äquivalente Lebensdauerlinien, berechnet mit unterschiedlichen Miner-Regeln

3.3 Erfassung des Mittelspannungseinflusses

Dieser Abschnitt behandelt die Möglichkeiten zur Erfassung und zur Berücksichtigung des Mittelspannungseinflusses bei der Restlebensdauerberechnung. Wird die tatsächliche Betriebsbeanspruchung gemessen, kann bei der Auszählung der Spannungsspiele mit der Rainflow-Methode auch die jeweilige Mittelspannung der Spannungsspiele gespeichert werden. Das Ergebnis dieser zweiparametrischen Auszählung ($\Delta\sigma_i$ und $\sigma_{m,i}$) wird Rainflow-Matrix genannt (vgl. Abb. 18). Das im Bauingenieurwesen übliche einparametrische Spannungskollektiv enthält keine Information über die Mittelspannung der Spannungsspiele. Es kann jedoch direkt aus der Rainflow-Matrix durch eine einfache Summenbildung über die Mittelspannungsspalten abgeleitet werden.

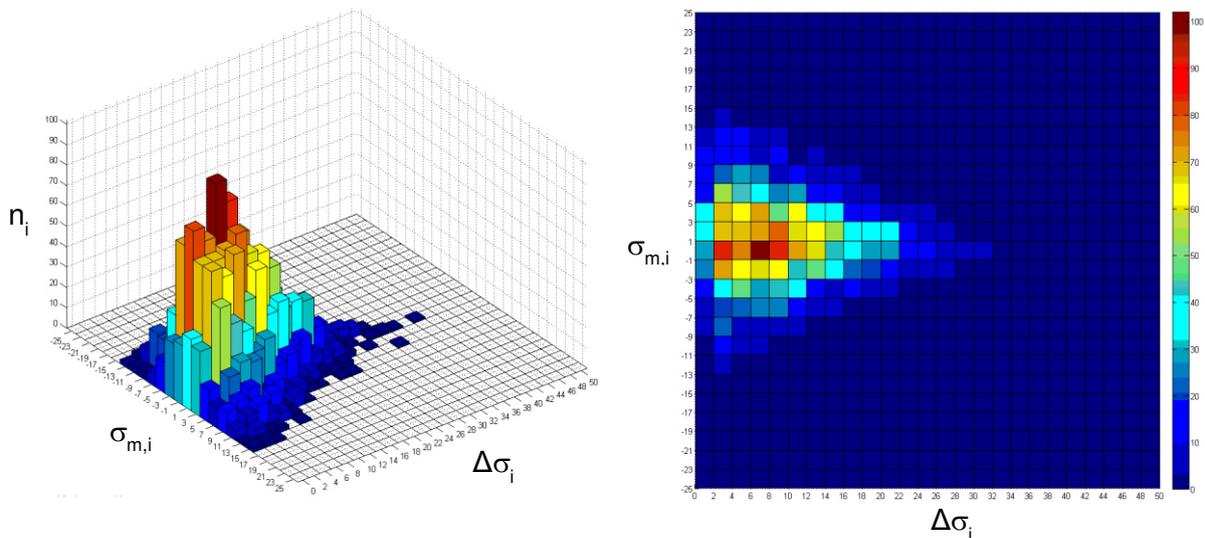


Abb. 18 Beispiel einer Rainflow-Matrix für ein Spannungskollektiv (Zusammenhang $\Delta\sigma_i$; n_i ; $\sigma_{m,i}$)

Die Höhe der Mittelspannung wird durch das Spannungsverhältnis $R = \sigma_u/\sigma_o$ in Kombination mit der Höhe des Spannungsspiels $\Delta\sigma = \sigma_o - \sigma_u$ eindeutig definiert (vgl. Abb. 19 und Abb. 20). Dabei ist das Vorzeichen der Spannung mit zu erfassen. Druck bedeutet ein negatives Vorzeichen. Mit dem Spannungsverhältnis R kann zwischen einer Druckschwellbeanspruchung ($1 < R < \infty$), einer Wechselbeanspruchung ($-\infty < R < 0$) oder einer Zugschwellbeanspruchung ($0 < R < 1$) unterschieden werden.

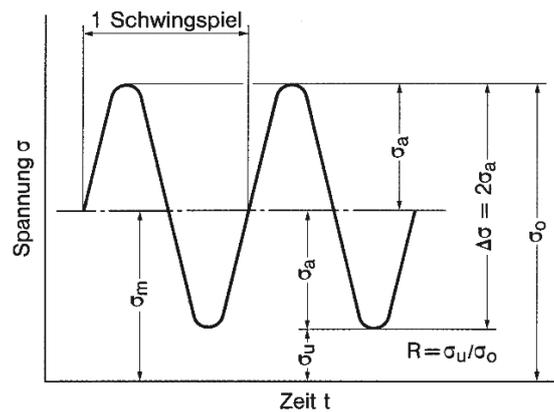


Abb. 19: Kennwerte eines Spannungsspiels, entnommen aus [23]

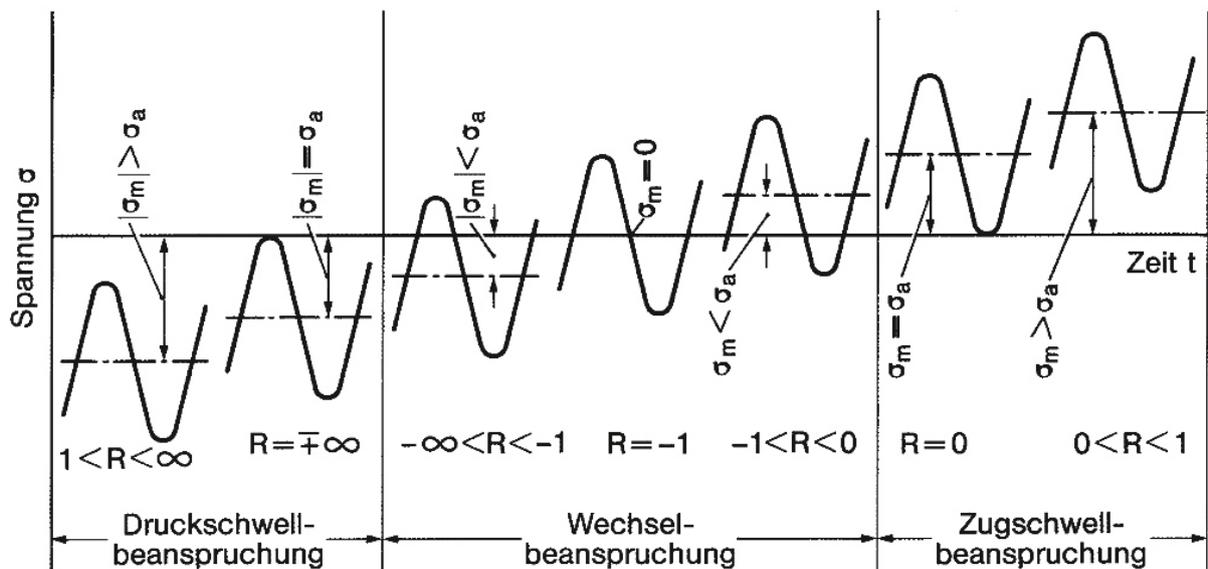


Abb. 20: Höhe der Mittelspannung, entnommen aus [23]

Höhere Mittelspannungen bedeuten, im Vergleich zu niedrigeren Mittelspannungen, eine höhere Ermüdungsbeanspruchung. Vor diesem Hintergrund ermöglichen gängige Normen und Richtlinien des Bauingenieurwesens und des Maschinenbaus die Berücksichtigung des Mittelspannungseinflusses. Auch im Bereich der Bruchmechanik ist die Höhe der Mittelspannung relevant. Risswachstum setzt grundsätzlich Zugspannungen vor einer Rissspitze bzw. an einer Spannungskonzentration voraus. Dabei sind allerdings nicht nur die äußeren Spannungen, sondern auch lokale Eigenspannungen mit zu erfassen.

3.3.1 Vergleich der FKM und IIW Richtlinien mit dem Eurocode

Möglichkeiten zur Erfassung des Mittelspannungseinflusses bieten zum Beispiel die Richtlinie des Forschungskuratoriums für Maschinenbau (FKM) [22] und die Empfehlung des International Institute of Welding (IIW) [21]. Hier kann die zulässige FAT-Klasse (entspricht der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ bei $N = 2 \cdot 10^6$) in Abhängigkeit der Mittelspannung um einen Mittelspannungsfaktor erhöht werden. Im Eurocode 1993-1-9 [6] findet sich unter Punkt 7.2, Modifizierung der Ermüdungsfestigkeit, die Möglichkeit die Druckanteile der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ auf 60 % zu reduzieren und somit den positiven Einfluss einer günstig wirkenden Mittelspannung zu berücksichtigen. Allerdings gilt dies im Eurocode nur für nicht geschweißte oder spannungsarmgeglühte, geschweißte Konstruktionen.

Die tatsächlich vorhandene Mittelspannung hängt nicht nur von der äußeren Beanspruchung, sondern auch von der vorhandenen Eigenspannung ab. Daher wird der Mittelspannungseinfluss üblicherweise in Abhängigkeit von R und der Höhe der vorhandenen Eigenspannung definiert.

Der Eurocode erlaubt, wie erwähnt, die Berücksichtigung des Mittelspannungseinflusses nur für nicht geschweißte oder spannungsarmgeglühte, geschweißte Konstruktionen.

Die FKM Richtlinie [22] verweist zur Abschätzung der Eigenspannungen auf [24] und [25] und gibt folgende Abgrenzungskriterien an:

- Hohe Eigenspannungen sind anzunehmen bei:
 - komplexen, ausgeprägt mehrachsig belasteten, dickwandigen Bauteilen oder
 - Vorliegen konstruktionsbedingter globaler Eigenspannungen.
- Mäßige Eigenspannungen sind anzunehmen bei:
 - schlanken Trägern mit Längsnähten und mit Quernähten kürzer 300 mm,
 - quer beanspruchten Schweißnähten an Bauteilen bis 10 mm Blechdicke,
 - vorwiegend längsbeanspruchten Schweißnähten an Bauteilen bis 16 mm Blechdicke, falls die Querbeanspruchung geringer als die Hälfte der Längsbeanspruchung ist.
- Geringe Eigenspannungen (bis ca. $0,2 f_y$) sind anzunehmen:
 - bei Schweißung mit anschließendem Spannungsarmglühen oder
 - wenn Eigenspannungen nachweislich ausgeschlossen werden dürfen.

In der IIW Empfehlung [21] werden Eigenspannungen in ähnlicher Weise klassifiziert:

- Hohe Eigenspannungen sind anzunehmen bei:
 - komplexen zwei- oder dreidimensionalen geschweißten Bauteilen
 - Bauteilen mit globalen Eigenspannungen
 - dickwandigen Bauteilen
- Mäßige Eigenspannungen sind anzunehmen bei:
 - kleinen, dünnwandigen und einfachen Bauteilen mit kurzen Schweißnähten
 - Bauteilen die thermisch geschnitten wurden
 - Bauteilen ohne globalen Zwängungsspannungen
- Niedrige Eigenspannungen sind anzunehmen bei:

- ungeschweißten Bauteilen und Walzprodukten mit vernachlässigbaren Eigenspannungen $< 0,2 f_y$
- spannungsarm geglühten geschweißten Bauteilen, deren globale Zwängungsspannungen und sekundären Spannungen bei der Berechnung bereits berücksichtigt wurden

Für den Vergleich der FKM und der IIW Richtlinien mit dem Eurocode, wird der Reduktionsfaktor der Spannungsschwingbreite des Eurocodes gleichwertig durch seinen Kehrwert als Mittelspannungsfaktor dargestellt. Die resultierenden Mittelspannungsfaktoren in Abhängigkeit von R sind in Abb. 21 bis Abb. 23 für unterschiedliche Eigenspannungsniveaus dargestellt. Der Bereich der Druckschwellbeanspruchung ist in den Diagrammen mit I gekennzeichnet, der Bereich der Wechselbeanspruchung mit II und der Bereich der Zugschwellbeanspruchung mit III. Durch Eintragen der Mittelspannung σ_m und der Spannungsamplitude $\sigma_a = \Delta\sigma/2$ in den Diagrammen kann der zugehörige Mittelspannungsfaktor abgelesen werden, wie in Abb. 21 beispielhaft dargestellt.

Hervorzuheben ist, dass die Richtlinien von FKM [22] und IIW [21] teilweise auch für den Bereich zwischen $R = 0$ und $R = 0,5$ (reine Zugschwellbelastung) eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ ermöglichen.

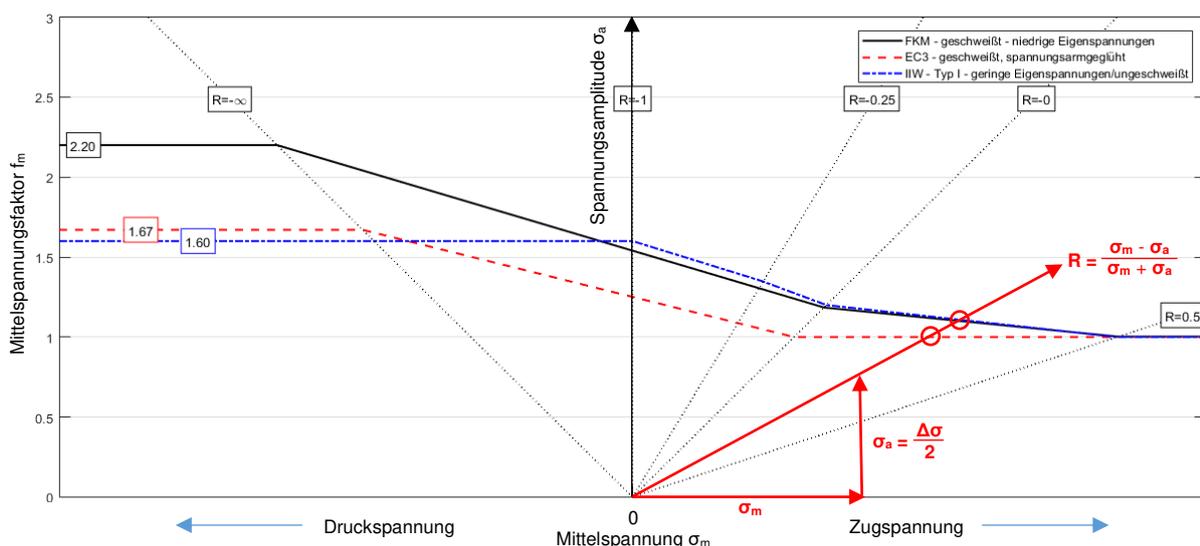


Abb. 21: Mittelspannungsfaktor in Abhängigkeit von R, für niedrige Eigenspannungen im Vergleich

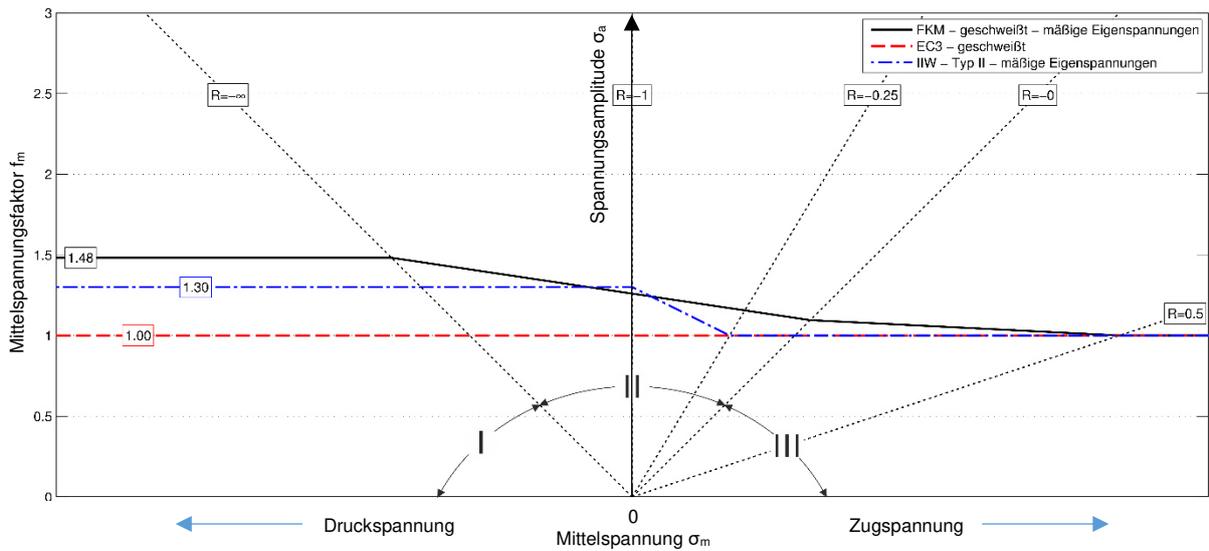


Abb. 22: Mittelspannungsfaktor in Abhängigkeit von R, für mäßige Eigenspannungen im Vergleich

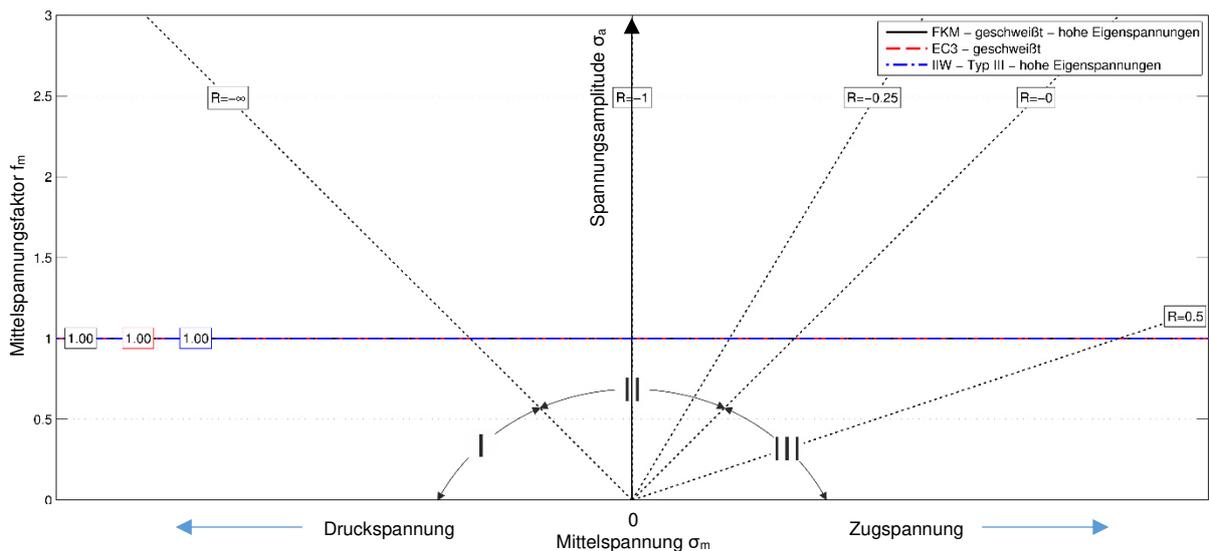


Abb. 23: Mittelspannungsfaktor in Abhängigkeit von R, für hohe Eigenspannungen im Vergleich

3.3.2 Möglichkeiten zur Messung von Eigenspannungen

Da für die Berücksichtigung des Mittelspannungseinflusses eine möglichst genaue Kenntnis der vorhandenen Eigenspannungen erforderlich ist, wird in diesem Abschnitt auf Möglichkeiten zur Messung von Eigenspannungen eingegangen. In Abb. 24 werden die gebräuchlichsten Verfahren, nach der Messtiefe und ihrem räumlichen Auflösungsvermögen sortiert, dargestellt. Grundsätzlich ist zwischen zerstörungsfreien, teilzerstörenden und zerstörenden Methoden zu unterscheiden. In diesem Abschnitt wird

unter anderem auch ersichtlich, wie schwierig es ist, Eigenspannungen inkl. ihrem Verlauf in Blechdickenrichtung zutreffend zu messen. Praktisch alle Methoden, mit denen ein Eigenspannungsverlauf über die Blechdicke gemessen werden kann, sind zerstörend. Dies gilt auch für Methoden, die als „zerstörungsfrei“ klassifiziert sind, wenn diese nur mit kleinen Teilen der Stahlkonstruktion im Labor funktionieren.

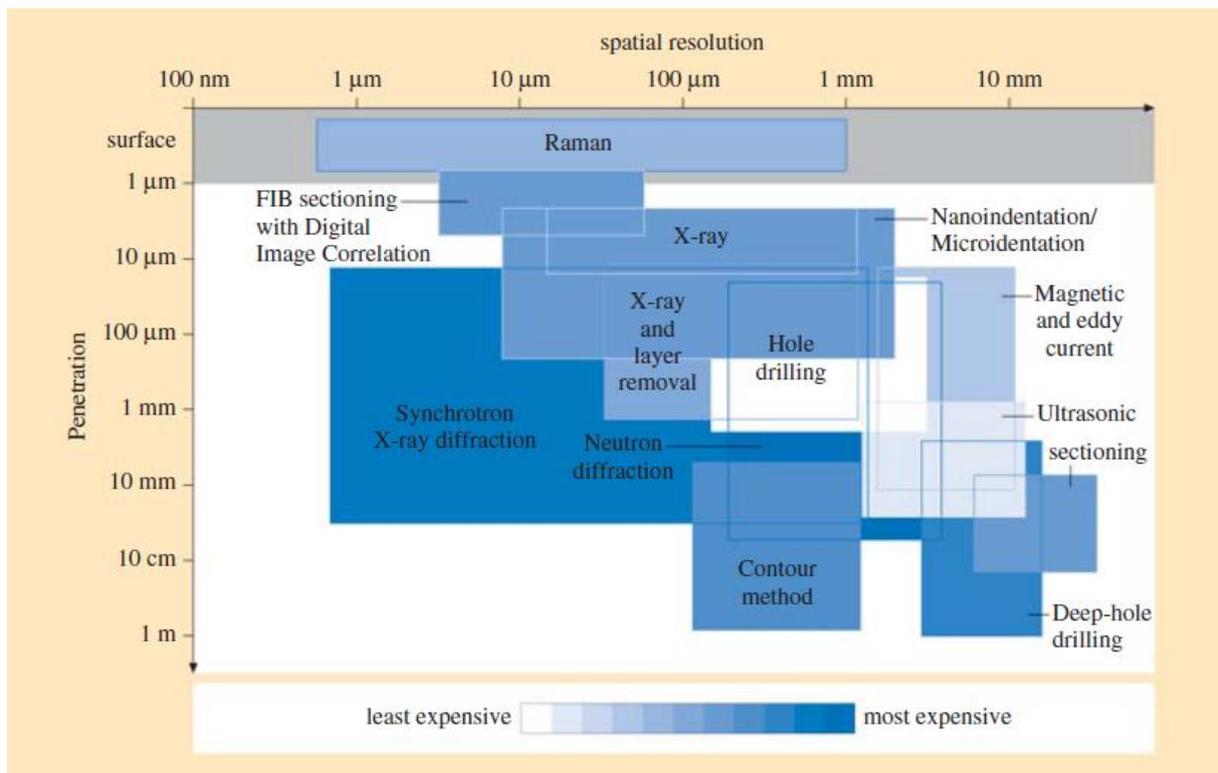


Abb. 24: Messtiefe (vertikal) u. räumliche Auflösung (horizontal) verschiedener Verfahren (Michael Fitzpatrick, Open University, UK), entnommen aus [26]

Die folgende Aufzählung zeigt eine generelle Übersicht unterschiedlicher Eigenspannungsmessverfahren, mit ihren englischen Bezeichnungen und der zu erwartenden Genauigkeit nach [26]. Anschließend werden einige Methoden etwas näher beschrieben. Für eine ausführliche Beschreibung der einzelnen Methoden wird auf [26] verwiesen.

- Zerstörungsfreie Methoden:

- Beugungsverfahren (Diffraction methods)
- Röntgenbeugung (X-ray diffraction method, Genauigkeit: ± 20 MPa)
- Beugung mit Synchrotron-Strahlung (Synchrotron X-ray diffraction, Genauigkeit: ± 50 MPa)
- Neutronenbeugung (Neutron diffraction method, Genauigkeit: ± 50 MPa)

- Ultraschallverfahren (Ultrasonic methods, nur qualitative Aussage möglich)
- Magnetische Verfahren (Magnetic methods, nur qualitative Aussage möglich)

- **Teilzerstörende Methoden:**

- Bohrlochverfahren (Hole drilling methods, Abb. 25)
- Konventionelles Bohrlochverfahren (conventional hole drilling method, Genauigkeit: 5 - 20 % bei konstanter Spannungsverteilung über die Tiefe, 10 - 30 % bei einem zusätzlichen Spannungsgradienten)
- Ringkernverfahren (Ring core method, Genauigkeit: 5 - 20 % bei konstanter Spannungsverteilung über die Tiefe, 10 - 30 % bei einem zusätzlichen Spannungsgradienten)
- Tiefbohrverfahren (Deep-hole drilling method, Genauigkeit: 5 – 15 %)
- Nutverfahren (Slitting method or Crack compliance method, Genauigkeit: 5 - 20 %, Abb. 27)

- **Zerstörende Methoden:**

- Zersägeverfahren (Sectioning method, Genauigkeit: 10 - 30 %, Abb. 28)
- Schichtabtragungsverfahren (Layer removal method, Genauigkeit: 10 - 30 %, Abb. 29)
- Spaltverfahren (Splitting method, Genauigkeit: 20 - 50 %, Abb. 30)
- Konturverfahren (Contour method, Genauigkeit 5 - 20 %, Abb. 31)

- **Hinweise zu den einzelnen Methoden**

Beugungsverfahren sind allgemein sehr aufwendig und praktisch nur im Labor anzuwenden. Mit dem Röntgenbeugungsverfahren können Eigenspannungen nur direkt an der Oberfläche (einige μm tief) gemessen werden. Schon die einfache Bearbeitung einer Schweißnaht mit einer Drahtbürste verfälscht die Ergebnisse deutlich. Röntgenbeugungsverfahren mit Synchrotron Strahlung ermöglicht eine tiefere Messung, die erforderliche Röntgenstrahlung muss dazu allerdings sehr hart sein. Mit dem Neutronenbeugungsverfahren können ebenfalls Eigenspannungen im Bauteilvolumen gemessen werden, die Messung erfordert jedoch einen eigenen Teilchenbeschleuniger und kleine Probenabmessungen.

Magnetische Verfahren (Genauigkeit etwa. ± 300 MPa [26]) oder Ultraschall Methoden liefern nur qualitative Aussagen und müssen für das spezifische Material eigens kalibriert werden.

Alle mechanischen Verfahren zur Ermittlung von Eigenspannungen basieren auf dem Prinzip, dass sich bei einem Eingriff in das eigenspannungsbehaftete Bauteil durch Materialabtrag ein neuer Gleichgewichtszustand einstellt. Sie sind daher keine zerstörungsfreien Methoden. Aus den mit Dehnmessstreifen (DMS), oder anderen Methoden gemessenen resultierenden lokalen Verformungen (jeweils Differenzverformungen aus den Messungen vor und nach dem Materialabtrag) können anschließend - mit entsprechenden Theorien zum vorliegenden Spannungs- bzw. Dehnungsfeld - Eigenspannungen berechnet werden.

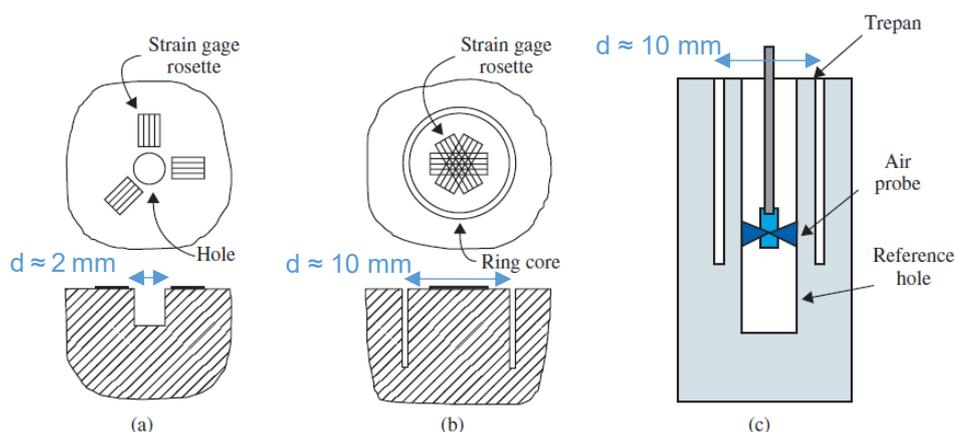


Abb. 25: Bohrlochverfahren: (a) Konventionelles Bohrlochverfahren, (b) Ringkernverfahren, (c) Tiefbohrverfahren, aus [26]; mit Ergänzungen in Blau zur Einschätzung der jeweils üblichen Größenordnung

Die konventionelle Bohrlochmethode ist als einzige genormt (ASTM E-837 [27]) und weit verbreitet. Durch das Bohren eines Sacklochs werden Eigenspannungen freigegeben und somit Dehnungsänderungen bewirkt, die mit 3 DMS rund um das Bohrloch gemessen werden (vgl. Abb. 25a). Mit rein elastischen Auswertemethoden können nach [28] nur Eigenspannungen bis 70 % der Fließgrenze treffsicher (mit einer Genauigkeit von ± 70 MPa) bestimmt werden, da es sonst zu deutlichen Verfälschungen durch Plastifizierung infolge der Kerbwirkung am Bohrloch kommt. Um die Bohrlochmethode auch bei höheren Eigenspannungen, nahe der Fließgrenze, einsetzen zu können, wurden in [28] umfangreiche Laborversuche durchgeführt und modifizierte Auswerteverfahren entwickelt. Mit der genauesten Auswertemethode (der linear elastischen, ideal

plastischen Differentialmethode) konnten Eigenspannungen bis 90 % der Fließgrenze, in einem beschränkten Tiefenbereich von 0,2 bis 1,0 mm, bestimmt werden (Bohrlochdurchmesser $D = 1,77$ mm; Genauigkeit: ebenfalls ± 70 MPa).

Für die Ring-Kern Methode wird anstelle eines Lochs, mit einem speziellen Fräser oder dem Funkenerosionsverfahren, ein kreisförmiger Einschnitt erzeugt. Gemessen werden die freigewordenen Dehnungen bzw. Spannungen mit einer DMS Rosette, in der Mitte der Kernbohrung (vgl. Abb. 25b). In [28] wird mit der Differentialmethode (linear elastisch - ideal plastisch) eine zu erreichende Genauigkeit von ± 50 MPa, in einem Tiefenbereich von 1,5 bis 4,0 mm, angegeben. Die Methode ist jedoch aufwendiger als die konventionelle Bohrlochmethode und erfordert Spezialwerkzeug. Durch Abfräsen des entstehenden (4-5 mm hohen) Zylinders und neuerliches Aufkleben einer DMS Rosette kann ein neuerlicher Messdurchgang gestartet werden. So kann bis in eine Tiefe von etwa 20 mm gemessen werden. Diese Vorgehensweise vervielfacht jedoch den Messaufwand und erfordert mehrere DMS Rosetten.

In [26] wird für die Tiefbohrmethode eine Genauigkeit von ± 30 MPa (bei Eigenspannungen < 30 % der Fließgrenze) angegeben. Zusätzlich wird sie generell nur für Eigenspannungen < 50 % der Fließgrenze empfohlen. Es ist jedoch möglich die Eigenspannungen über die gesamte Bauteildicke zu messen. Abb. 26 zeigt den schematischen Ablauf zu der in Abb. 25c dargestellten Vorgehensweise. Im 1. Schritt wird ein Blechstück am Eintritts- und Austrittsbereich der Bohrachse aufgeklebt (front and back bush), um Verformungen an der Bauteiloberfläche durch die Bohrung zu vermeiden. Anschließend wird durch die Blechstücke und das Bauteil gebohrt. Schritt 2 umfasst die initiale Vermessung der Bohrlochgeometrie, über die gesamte Bauteildicke, mit einer speziell entwickelten Luftdüse (vgl. Abb. 25c), die eine genaue räumliche Vermessung des Bohrloches erlaubt. Schritt 3 zeigt das sogenannte trepanning, das Ausschneiden des Bohrkerns, üblicherweise mit der Funkenerosionstechnik (electrical discharge machining, EDM). Der Bohrkern bleibt durch den in Schritt 1 angeklebten unteren Deckel stehen. In Schritt 4 wird das innere Bohrloch mit der Luftdüse erneut vermessen und über die Formänderung des Bohrloches wird auf die entsprechenden Eigenspannungen geschlossen. Bei Bohrlochdurchmessern von 3,175 mm wird in [26] ein Bohrkerndurchmesser von 10 mm empfohlen, bei einem Bohrlochdurchmesser von 1,5 mm, ein Bohrkerndurchmesser von 5 mm.

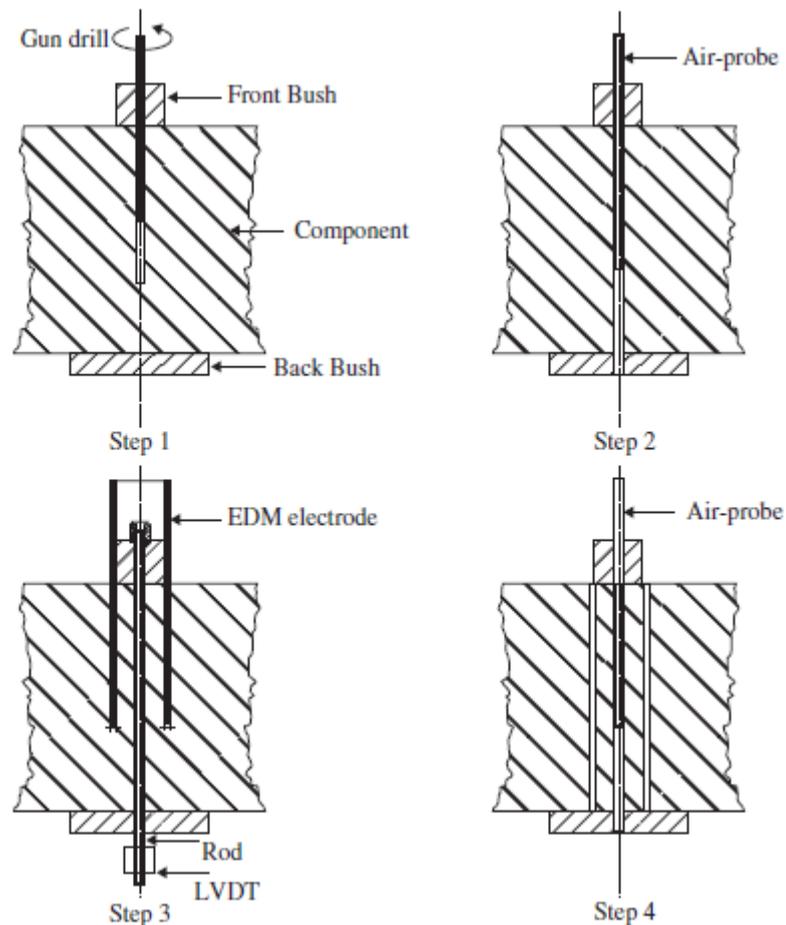


Abb. 26: Schematischer Ablauf des Tiefbohrverfahrens, aus [26]

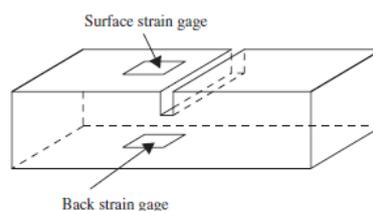


Abb. 27: Nutverfahren aus [29], Nutlänge: die gesamte Bauteilbreite oder aber mindestens > 20 mm, Nuttiefe: von 1 mm bis über die gesamte Bauteildicke möglich, Nutbreite: < 1 mm möglich

Beim Nutverfahren wird eine Nut inkrementell in das Bauteil erodiert und die orthogonal zur Nut freierwerdenden Dehnungen mit einfachen DMS gemessen (vgl. Abb. 27). Es ist allerdings nicht erforderlich, dass sich die Nut über die gesamte Bauteilbreite erstreckt. Die in diesem Absatz dargestellten Ergebnisse und Empfehlungen zum Nutverfahren sind aus [28] entnommen: Es wurden Nutlängen von $l = 20$ bis 52 mm untersucht, wobei $l = 24$ mm empfohlen wird. Für den Abstand der DMS Mitte zum Nutrand wird $a = 4,5$ mm bis $7,5$ mm empfohlen. Das Nutverfahren ermöglicht gut reproduzierbare Ergebnisse und wird als robuste Methode bezeichnet, die bis 99% der

Fließgrenze geeignet ist. Für einen Tiefenbereich von 1 - 4 mm werden, bei einer rein elastischen Auswertung, hinsichtlich der Genauigkeit des Verfahrens maximale Abweichungen von ± 50 MPa angegeben.

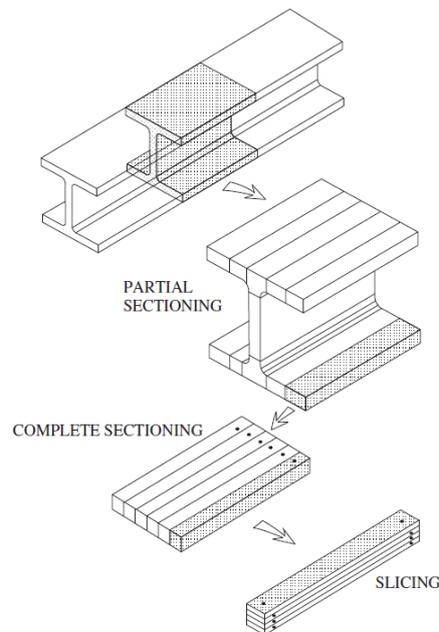


Abb. 28: Zersägeverfahren, aus [30]

Die Zersägemethode wurde im Bauingenieurwesen angewandt, um die Längsspannungen von gewalzten Profilen zu bestimmen (vgl. Abb. 28). Die Längenänderungen der abgeschnittenen Bauteilstreifen, gegenüber der Ausgangslage vor dem ersten Sägeschnitt, können einfach gemessen werden und in längs der Bauteilachse gerichtete Eigenspannungen umgerechnet werden.

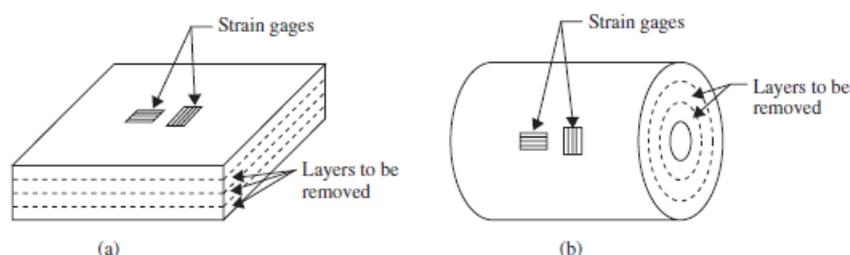


Abb. 29: Schichtabtragsverfahren: (a) für Platten und (b) für Zylinder bzw. Rohre, aus [29]

Das Schichtabtragsverfahren (vgl. Abb. 29) eignet sich zum Messen der Eigenspannungen von Platten, Zylindern oder Rohren in Blechdickenrichtung, wenn angenommen werden kann, dass die Eigenspannungen parallel zur Oberfläche konstant

sind. Dabei wird Schicht für Schicht Material abgetragen, und die jeweils auf der gegenüberliegenden Seite auftretenden Deformationen, beispielsweise mit Dehnmessstreifen, gemessen.

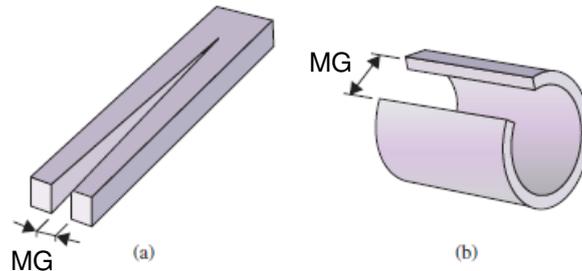


Abb. 30: Spaltverfahren: (a) für Stäbe, (b) für Rohre [26] (MG = Messgröße)

Beim Spaltverfahren (vgl. Abb. 30) wird ein, meist dünnwandiges Profil, in Längsrichtung aufgespalten und die daraus resultierenden, freiwerdenden Profilverformungen in der Querschnittsebene gemessen.

Bei dickwandigeren Querschnitten kann das Konturverfahren (vgl. Abb. 31) verwendet werden. Bei diesem Verfahren wird die Querschnittsfläche, beispielsweise mit einem Laser, vermessen und dreidimensional aufgenommen. Danach kann auf die Eigenstressungen zurückgerechnet werden, die in der, zuvor ebenen, Schnittfläche vorhanden waren.

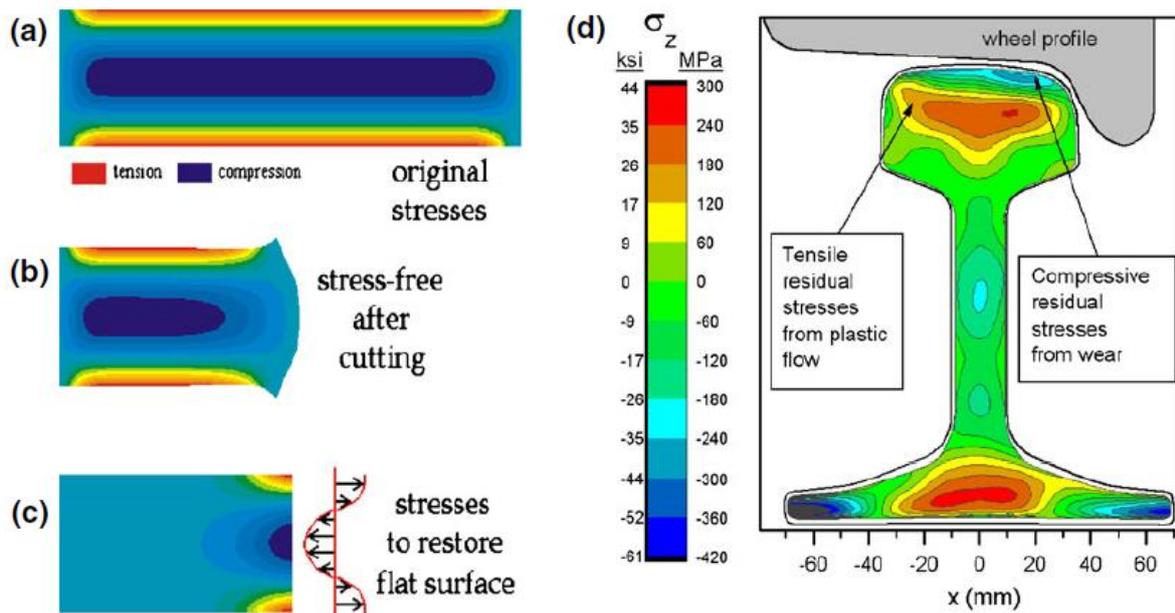


Abb. 31: Konturverfahren: (a) originale Eigenspannungsverteilung, (b) spannungsfreie Oberfläche nach dem Trennschnitt in Stabmitte, (c) Spannungen um ebene Oberfläche wiederherzustellen - ident zu gesuchtem Eigenspannungsverlauf, (d) gemessene Eigenspannungen eines Schienenprofils, aus [31]

3.3.3 Potential für die Anwendung bei geschweißten Stahlbrücken

Bei geschweißten Stahlbrücken, wie auch bei den meisten anderen Stahlkonstruktionen im Bauingenieurwesen, ist das Spannungsarmglühen nicht möglich oder zu aufwändig. Daher hat der Einfluss der Eigenspannungen große Bedeutung auf die tatsächlich vorhandene Mittelspannung. Dass diese nur schwer zutreffend gemessen werden können, erschwert deren Berücksichtigung deutlich. Daher wird bei geschweißten Bauteilen auch weiterhin empfohlen, sehr hohe Eigenspannungen (im Bereich der Fließgrenze) zu unterstellen. Dadurch entfällt der positive Einfluss geringer äußerer Mittelspannungen.

Auch wenn die Eigenspannungsklassifizierung den Ansatz mäßiger Eigenspannungen rechtfertigt, sind im niedrigen Zugschwellbereich ($0 < R < 0.5$) lediglich mit der FKM Richtlinie geringe Erhöhungen der Ermüdungsfestigkeit erlaubt. Darüber hinaus ist festzuhalten, dass die Hintergründe des äußerst günstigen Mittelspannungseinflusses in der IIW und FKM Richtlinie für den Autor nicht objektiv nachvollziehbar sind. Zu den Ermüdungsfestigkeiten des Eurocodes findet sich in [32] der Hinweis, dass diesen (äußere) Spannungsverhältnissen von ungefähr $R = 0,2$ zugrunde liegen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass bei stählernen Eisenbahnbrücken der Mittelspannungseinfluss nicht für eine Verlängerung der Restlebensdauer genutzt werden sollte, auch wenn eine Messung der tatsächlichen Betriebsbeanspruchung niedrige Mittelspannungen ergibt (Teile des Spannungsspiel sind Druckspannungen).

3.4 Alternative Wöhlerlinienkonzepte

Bei der Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit von Bauwerken, insbesondere bei stählernen Eisenbahnbrücken, wird in der Regel das Nennspannungskonzept angewendet. In diesem Abschnitt werden die für die Beurteilung der Restlebensdauer einer Eisenbahnbrücke relevanten alternativen Wöhlerlinienkonzepte aufgezeigt und deren Anwendung kurz erläutert. Wie das Nennspannungskonzept sind auch das Strukturspannungskonzept und das Kerbspannungskonzept darauf ausgelegt, die Gesamtlebensdauer eines Bauteils zu berechnen. Sie sind daher nur für ungerissene Bauteile geeignet und es muss immer die gesamte Lastgeschichte (inklusive Betriebskollektiv der Vergangenheit) berücksichtigt werden. Die genannten Alternativen sind in der Lage die Geometrie der kritischen Bauteildetails genauer zu erfassen und können dadurch Spannungskonzentrationen detaillierter abbilden. Inwieweit dies einen Vorteil bei der Restlebensdauerberechnung von Eisenbahnbrücken bringt, wird in Abschnitt 5 am Beispiel eines ermüdungskritischen Referenzdetails behandelt. Dadurch können auch möglichen Anwendungsschwierigkeiten, -grenzen und -einschränkungen einfach aufgezeigt werden.

Umfassende Abhandlungen zur Berechnung der Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen und weitere Hintergründe zu diesen sowie die Darstellung unterschiedlicher Konzepte finden sich zum Beispiel in den Büchern von Haibach [16], Radaj [23] und Radaj, Sonsino und Fricke [33].

3.4.1 Nennspannungskonzept

Im Bauingenieurwesen wird die Ermüdungstragfähigkeit von Eisenbahnbrücken im Allgemeinen mit dem Nennspannungskonzept berechnet. Die zugehörige Nachweisführung ist im Eurocode EN 1993-1-9 [6] und dem zugehörigen Hintergrunddokument [17] ausführlich beschrieben und soll hier nicht näher erklärt werden. Für die üblichen Konstruktionsdetails sind die entsprechenden Ermüdungsfestigkeiten in umfangreichen

Kerbfallkatalogen verfügbar. Kurz zusammengefasst, werden die schadensäquivalenten Nennspannungsspiele $\Delta\sigma_e$ bzw. $\Delta\tau_e$ für den maßgebenden Bauteilquerschnitt bestimmt und mit der im Einzelfall (laut dem Kerbfallkatalog) gültigen normierten Nennspannungs-Wöhlerlinie verglichen. Diese normierte Nennspannungs-Wöhlerlinie enthält den Einfluss: (i) der Geometrie (einschließlich der Wirkung von Kerb- und Größeneffekten), (ii) des Werkstoffs und (iii) des Oberflächenzustands (einschließlich Aufhärtung oder Enthärtung sowie oberflächennahe Eigenspannungen). Die genaue Vorgehensweise zur Umrechnung eines Betriebsspannungskollektives (Beanspruchungsspiele unterschiedlicher Höhe) in ein schadensäquivalentes Einstufenkollektives $\Delta\sigma_e$ wird in Abschnitt 3.2.1 dargestellt.

3.4.2 Strukturspannungskonzept

Gemäß Eurocode kann neben dem Nennspannungskonzept auch das Strukturspannungskonzept zum Ermüdungsnachweis herangezogen werden. Im Anhang B von EN 1993-1-9 [6] werden die dazu erforderlichen Ermüdungsfestigkeiten in einem eigenen Kerbfallkatalog angegeben. Es erfolgen jedoch keinerlei Hinweise auf die zugehörige Strukturspannungsberechnung selbst. Auch die Vergleichbarkeit der Konzepte, insbesondere ob die mit dem Nennspannungskonzept abgedeckten Konstruktionsdetails, deren Ermüdungsfestigkeit durch umfangreiche Versuche bestätigt ist, auch mit dem Strukturspannungskonzept erfassbar sind, wird nicht behandelt. Auf die Anwendung des Strukturspannungskonzepts wird auch im Hintergrund Dokument zum Eurocode [17] eingegangen. Detaillierte Ausführungen findet man in [17], dem Designer's Guide zum Strukturspannungskonzept von Niemi, Fricke und Maddox [34], der inzwischen in der 2. Auflage erschienen ist. Radaj zeigt in [33] einen geschichtlichen Überblick über die Entwicklung des Strukturspannungskonzepts seit den 1960er Jahren.

Im Gegensatz zum Nennspannungskonzept wird beim Strukturspannungskonzept die geometriebedingte Erhöhung des Spannungsfeldes (vgl. Abb. 32) unmittelbar bei der Spannungsberechnung miteingerechnet. Bei Bauteilen mit Steifigkeitssprüngen (zum Beispiel bei Querschnittsveränderungen durch Lamellen oder Steifen) sind zutreffende Nennspannungen oft schwer zu bestimmen, oder nicht genau definiert. Das Strukturspannungskonzept bietet hier die Möglichkeit die Spannungen an den kritischen Punkten (den sogenannten hot spots) genauer ermitteln zu können. Die hot spots sind Orte an der Bauteiloberfläche, an denen ein Ermüdungsriss erwartet wird, d. h. Orte mit

hohen lokalen Spannungskonzentrationen. Das Strukturspannungskonzept entstand aus dem Bemühen, zwischen Bauteilkerbwirkung und Nahtkerbwirkung zu unterscheiden. Die nichtlineare Spannungserhöhung σ_{nl} durch die Kerbe am Schweißnahtübergang (vgl. Abb. 33) wird bei der Strukturspannungsbestimmung ausgeschlossen, da diese indirekt, in einer gegenüber dem Grundmaterial reduzierten Ermüdungsfestigkeit, berücksichtigt wird. Beim Strukturspannungskonzept sind daher, im Vergleich zum Nennspannungskonzept, nur mehr einige wenige Kerbfälle zu unterscheiden. Die zutreffenden Kerbfälle im Strukturspannungskonzept sind in Abschnitt 5.2.2 dargestellt.

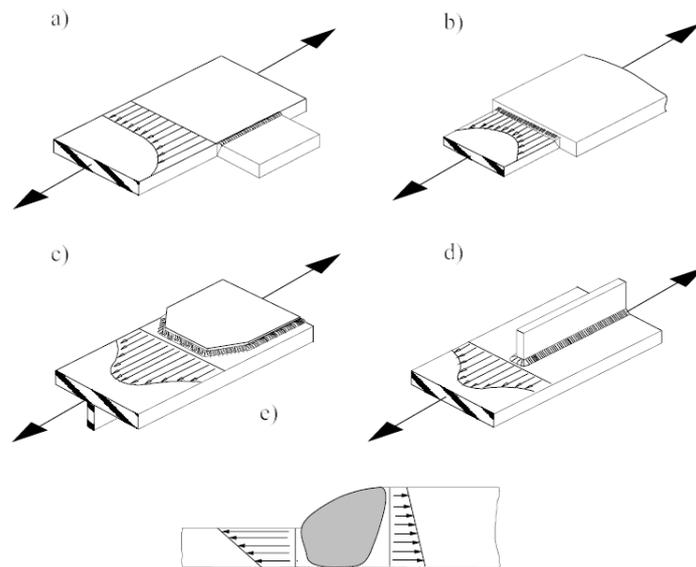


Abb. 32: Beispiele für Bauteildetails mit zugehöriger Strukturspannung, entnommen aus [21]

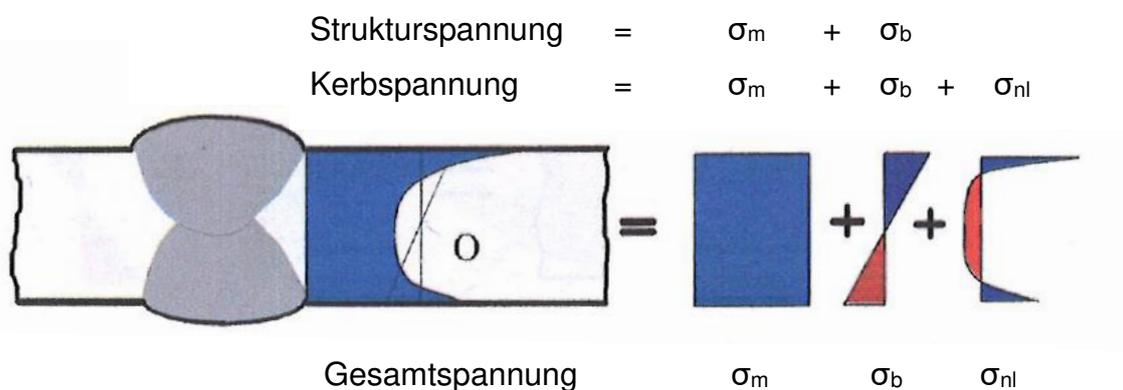


Abb. 33: Darstellung der Spannungskomponenten zur Unterscheidung zwischen Struktur- und Kerbspannung, anhand einer typischen nichtlinearen Spannungsverteilung vor einer Schweißnaht, entnommen aus [34]

Die Bestimmung der Strukturspannungen erfordert es, sicherzustellen, dass die Kerbwirkung am Schweißnahtübergang σ_{nl} nicht erfasst wird. In der Literatur werden hierfür unterschiedliche Möglichkeiten aufgezeigt. Häufig werden Strukturspannungen durch eine Spannungsextrapolation berechnet. Abb. 34 zeigt die lineare Extrapolation der Strukturspannung (structural stress), ausgehend von zwei Referenzpunkten vor dem sogenannten hot spot (der maßgebende Punkt an der Bauteiloberfläche). Die Spannung an den Referenzpunkten kann entweder mit einem FE Modell berechnet, oder mit Dehnmessstreifen direkt am Bauteil gemessen werden. Eine andere Möglichkeit die Strukturspannung zu bestimmen ist die Verwendung von Spannungserhöhungsfaktoren K_m für typische Bauteildetails aus der Literatur, oder die Linearisierung der Spannungsverteilung über die Blechdicke aus einer FE Berechnung. In Abschnitt 5.3 werden unterschiedliche Methoden der Strukturspannungsberechnung für einen Quersteifenanschluss dargestellt und verglichen. Die Strukturspannung ist dabei niedriger als die tatsächlich am hot spot vorhandene Kerbspannung (computed total stress), wie in Abb. 33 und Abb. 34 ersichtlich ist.

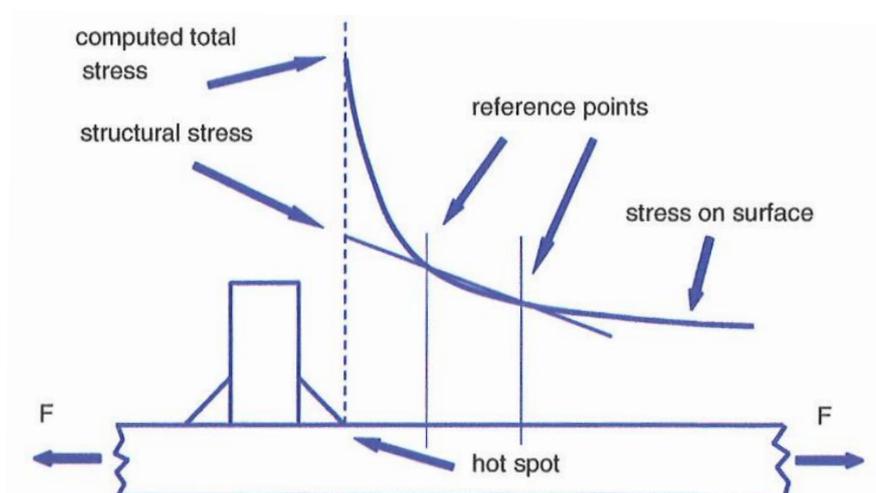


Abb. 34: Extrapolation der Strukturspannung, entnommen aus [21]

Anzumerken ist, dass die Ermüdungsbeanspruchung der Schweißnahtwurzel mit dem Strukturspannungskonzept und einer einfachen Spannungsextrapolation nicht berechnet werden kann (hierfür wird auf [35] verwiesen, wo auf spezielle Möglichkeiten zur Beurteilung der Schweißnahtwurzel eingegangen wird).

Neben der Definition der Strukturspannung gibt es zwei unterschiedliche hot spot Typen. Wie in Abb. 35 ersichtlich ist, befindet sich ein Typ a) hot spot an der Plattenoberfläche und ein Typ b) hot spot an der Seitenfläche einer Platte. Die Unterscheidung der hot spot Typen ist insofern wichtig, da für jeden Typ unterschiedliche Extrapolationsvorschriften angegeben sind.

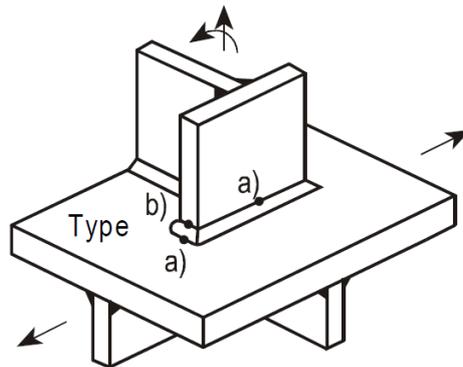


Abb. 35: hot spot Typen a) und b), entnommen aus [21]

Auf die Frage, welche Spannungskomponente zur Ermittlung der Strukturspannung herangezogen werden darf, geben die IIW Richtlinien [21] und [34] an, dass solange die größte Hauptspannung σ_1 nicht mehr als 60° von der Normalen zur Schweißnaht abweicht, diese direkt für die Extrapolation verwendet werden soll (vgl. Abb. 36a). Bei größeren Abweichungen ist entweder die Spannungskomponente normal zur Schweißnaht σ_\perp oder die kleinere Hauptspannung σ_2 zu verwenden, je nachdem welche größer ist.

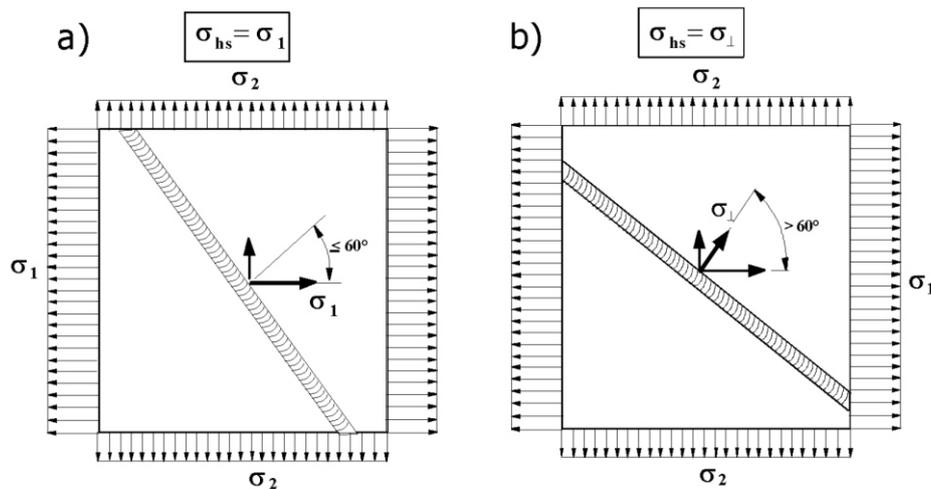


Abb. 36: Spannungskomponenten für die Strukturspannungsberechnung, entnommen aus [21]

3.4.3 Kerbspannungskonzept

Das Kerbspannungskonzept beinhaltet beim Ermüdungsnachweis von Schweißverbindungen die elastische Berechnung örtlicher Spannungen an Schweißnahtkerben. Es wird, wie auch das Strukturspannungskonzept, typischerweise dann genutzt, wenn für das betrachtete Detail keine eindeutige Kerbfallklassifizierung im Nennspannungskonzept möglich ist. Es erfasst, ergänzend zum Strukturspannungskonzept, auch die nichtlineare Spannungserhöhung σ_{nl} an den Schweißnahtkerben (vgl. Abb. 33). Aktuell ist es noch nicht im Eurocode verankert, jedoch ist es in den Empfehlungen des International Institute of Welding IIW [21] und [36] sowie der FKM Richtlinie des Forschungskuratoriums für Maschinenbau [22] geregelt und vor allem im Maschinenbau weit verbreitet. Zur korrekten Anwendung des Kerbspannungskonzeptes wird in dieser Arbeit auf die Empfehlungen des IIW zurückgegriffen. Das Kerbspannungskonzept beruht auf einem Vorschlag von Radaj [37] [38] und wurde von Olivier, Köttgen und Seeger [39] [40] [41] auf einer breiten experimentellen Basis untersucht, weiterentwickelt und für die Übernahme in Regelwerke aufbereitet. Radaj et al. geben in [33] einen guten Überblick über die Entwicklung des Kerbspannungskonzeptes.

Genau genommen handelt es sich um das Konzept mit effektiven Kerbspannungen (effective notch stress concept), da hier die Kerbwirkung der Schweißnaht vereinfachend durch einen effektiven Kerbradius mit der Größe von $r = 1 \text{ mm}$ im Rechenmodell erfasst wird. Dies gilt sowohl für die Schweißnahtwurzel als auch für den Schweißnahtübergang, wie Abb. 37 schematisch zeigt.

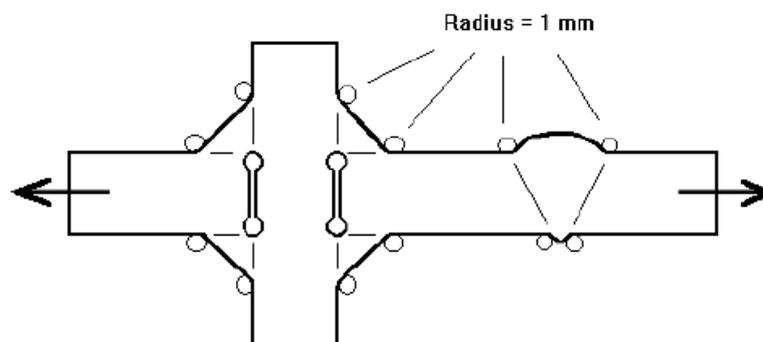


Abb. 37: Kerbspannungskonzept: Modellierung der effektiven Ausrundungsradien am Schweißnahtübergang und der Schweißnahtwurzel, entnommen aus [21]

Die Bestimmung der Kerbspannungen an Schweißnähten erfolgt im Allgemeinen auf der Basis von FEM-Analysen durch entsprechende Detailmodelle. Alternativ dazu können für Standardfälle auch Kerbfaktoren aus der Literatur verwendet werden. Eine

Sammlung entsprechender Literaturquellen ist in [36] angeführt. In dieser Arbeit wird nur die FE-Berechnung von effektiven Kerbspannungen behandelt. Zur zutreffenden Wiedergabe der lokalen Spannungsfelder im Bereich der Kerbradien, sind sehr feine FE-Netze (Elementgröße < 0,25 mm) erforderlich. Bei der Erstellung eines FE-Modells sollten die Empfehlungen aus Abb. 38 und Tab. 1 bei der Elementauswahl und der Netzgenerierung beachtet werden. Ist die Belastung des Bauteiles hauptsächlich normal zur Schweißnaht, d. h. sind die Normal- u. Schubspannungen in Schweißnahtrichtung vernachlässigbar klein, kann auch ein vereinfachtes ebenes FE-Modell mit FE-Elementen für einen ebenen Dehnungszustand verwendet werden.

Tab. 1: Empfohlene Elementanzahl u. -größe [36]

Elementtyp (Ansatzfunktion)	relative Elementgröße	absolute Elementgröße [mm]	Elementanzahl im 45° Bogen	Elementanzahl im 360° Bogen	geschätzter Fehler [42]
quadratische Elemente mit Seitenmittenknoten	$\leq r/4$	$\leq 0,25$	≥ 3	≥ 24	$\cong 2\%$
lineare Elemente	$\leq r/6$	$\leq 0,15$	≥ 5	≥ 40	$\cong 10\%$

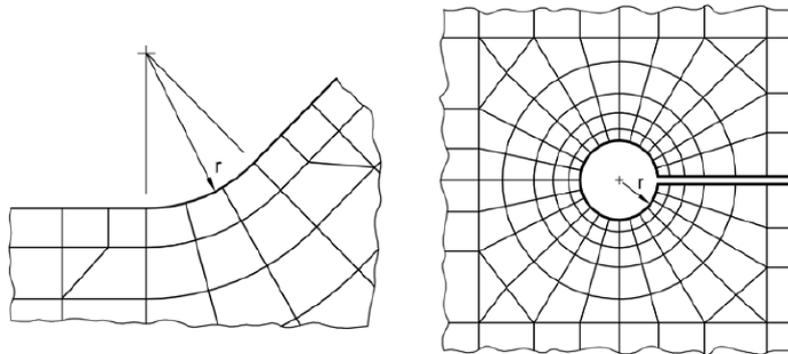


Abb. 38: Kerbspannungskonzept: Empfohlene FE Vernetzung von Schweißnahtübergängen und Schweißnahtwurzeln, entnommen aus [21]

Damit die berechnete Kerbspannung bei milden Kerbfällen (z. B. Stumpfnah an einem ebenen Blech) nicht unterschätzt wird, wird in [36] definiert, dass die Kerbspannung mindestens das 1,6-fache der Strukturspannung ($\sigma_{\text{notch}} / \sigma_{\text{hs}} \geq 1,6$) betragen muss. Damit für diese Überprüfung keine eigenständige Strukturspannungsberechnung durchgeführt werden muss, kann die Strukturspannung σ_{hs} auch einfach 2 mm vor dem effektiven Kerbradius, am selben FE-Modell, abgelesen werden (vgl. Abschnitt 5.3.2).

Für die Berechnung der Ermüdungsfestigkeit mit dem Kerbspannungskonzept ist nur eine Wöhler-Linie (FAT-Klasse) erforderlich. Hier entfällt, im Gegensatz zum Nennspannungs- und Strukturspannungskonzept, die Notwendigkeit eines eigenen Kerbfallkataloges. Für Stahl leitete Hobbacher in [43] durch eine neuerliche Auswertung der Testdaten von Olivier et al. [39] und Köttgen et al. [44] eine Wöhler-Linie mit der Neigung $m = 3$ und eine Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_c = 225 \text{ N/mm}^2$ ab (vgl. Abb. 39). Die Definition der FAT Klasse 225 ($P_{\bar{u}} = 97,7 \%$) berücksichtigt dabei bereits hohe Eigenspannungen geschweißter Bauteile und die Schweißnahtqualität „as-welded“. Mögliche Imperfektionen müssen jedoch durch die Kerbspannungsberechnung vollständig abgedeckt werden. Dies ist vor allem bei milden Kerbfällen zu beachten. Die FAT Klasse 225 gilt für die Beurteilung der maximalen Hauptspannung. Für die Definition der FAT Klasse bei der Verwendung der Mises Vergleichsspannung sind weitere Untersuchungen erforderlich. Die aktuelle Empfehlung in [36] ist die FAT Klasse 225 um mindestens eine Stufe abzumindern (= FAT Klasse 200 [45]), da die Vergleichsspannung im effektiven Kerbradius üblicherweise niedriger ist als die maximale Hauptspannung (Anm.: Eine FAT Klasse entspricht etwa einem Faktor von 1,12).

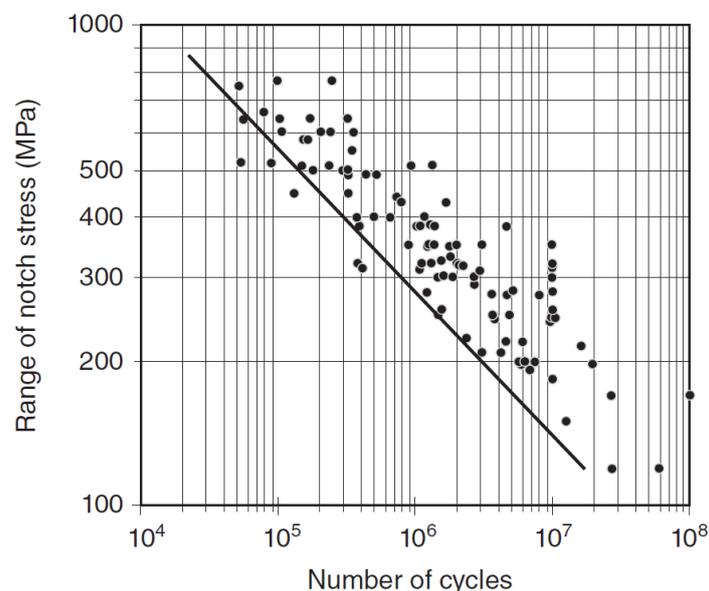


Abb. 39: Neuerliche Auswertung von Testdaten unterschiedlich belasteter T- und Y-Knoten bei hohen Mittelspannungen ($R \geq 0,4$) von Olivier et al. [39] und Köttgen et al. [44] durch Hobbacher [43], entnommen aus [36]

Anzumerken ist, dass für Blechdicken $t < 5 \text{ mm}$ eigene Modellierungsvorschriften gelten. Beispielsweise ein effektiver Kerbradius $r = 0,05 \text{ mm}$ und Elementgrößen $\leq 0,012 \text{ mm}$ für Elemente mit quadratischer Ansatzfunktion. Die zugehörige Wöhler-Linie ist

mit $\Delta\sigma_c = 630 \text{ N/mm}^2$ definiert [46] [45]. Da Blechdicken $t < 5 \text{ mm}$ im Stahlbrückenbau nicht relevant sind, wird in dieser Arbeit darauf nicht weiter eingegangen.

Um die Elementanzahl und damit die Anzahl an Freiheitsgraden bei einer FE Berechnung in berechenbaren Grenzen zu halten, kann die geforderte feine Elementierung für ein Bauteilmodell oft nur in der sogenannten Submodelltechnik umgesetzt werden. Darauf wird in Abschnitt 5.3.5 noch näher eingegangen. Dennoch ist der Modellierungsaufwand beträchtlich. Gerade wenn auch die Kerbspannungen an der Schweißnahtwurzel berechnet werden sollen, ist bei räumlichen Modellen die Modellierung einer Art Schlauch mit einem Durchmesser von 2 mm im Inneren des Bauteils erforderlich (vgl. Abb. 169). Eine korrekte Vernetzung ist nur mit großer Sorgfalt möglich, damit keine, über die Gültigkeitsgrenzen, verzerrten Elemente entstehen. Die praktische Berechnung von Kerbspannungen und die Anwendung der Submodelltechnik wird im Abschnitt 5 für ein repräsentatives Bauteildetail dargestellt.

3.4.4 Grundsätzliche Schwierigkeiten bei Anwendung von Wöhlerlinienkonzepten

In diesem Abschnitt werden Punkte diskutiert, die bei der Anwendung der oben genannten Wöhlerlinienkonzepte Schwierigkeiten bereiten und bei der Interpretation der Ergebnisse unbedingt zu hinterfragen sind.

- Annahmen zur Belastungsgeschichte

Bei der Anwendung von Wöhlerlinienkonzepten zur Beurteilung eines Bestandtragwerkes ist es zwingend erforderlich, die gesamte Belastungsgeschichte des betrachteten Bauteildetails, seit der Errichtung des Tragwerks zu berücksichtigen. Die aktuelle Bauteilbelastung kann relativ einfach gemessen werden, wie in Abschnitt 4 gezeigt wird. Schwierig wird die zutreffende Einschätzung der Bauteilbelastung in der Vergangenheit. Genaue Angaben zur bisherigen Nutzung sind unter Umständen nur schwer oder gar nicht zu bekommen. Die Ermüdungsbeanspruchung der Vergangenheit kann daher oft nur konservativ geschätzt werden. Im besten Fall auf Basis aktueller Ermüdungsbeanspruchungsmessungen. Auch die Anwendung spezieller Schadensäquivalenzfaktoren aus der Vergangenheit (vgl. Abschnitt 2.3) führt oft zu keiner ausreichenden Restlebensdauer. Die Belastungsgeschichte eines Bauteils ist einer der wesent-

lichsten Parameter bei der Bestimmung der Restlebensdauer. Daher kann eine gewzungenermaßen sehr konservative Annahme der Bauteilbelastung in der Vergangenheit, meist auch nicht durch eine detailliertere Spannungsberechnung mit einem alternativen Wöhlerlinienkonzept ausgeglichen werden.

- **Schadensakkumulation und Festlegung der maximalen Schädigungssumme bei einem Spannungskollektiv**

Die Wöhlerlinien wurden für Einstufenbelastungen abgeleitet. Das Erreichen der Schädigungssumme $D = 1$ definiert das Ende der rechnerischen Lebensdauer bei einer Einstufenbelastung. Wird ein Spannungskollektiv betrachtet, ergibt sich die Problematik der zutreffenden Schadensakkumulation. In der Literatur sind über 50 Schadensakkumulationshypothesen zu finden [47]. Üblicherweise wird die Schädigungssumme eines Spannungskollektives durch eine einfache lineare Schadensakkumulation über alle Kollektivstufen berechnet. Der Eurocode definiert pragmatisch auch hier die maximale Schädigungssumme $D = 1$. Untersuchungen zeigen jedoch für unterschiedliche Spannungskollektive teilweise deutlich niedrigere maximale Schädigungssummen D . Die FKM Richtlinie [22] definiert beispielsweise eine effektive Miner-Summe D in Abhängigkeit des Spannungskollektives und der verwendeten Miner-Regel zwischen 0,5 und 1. Die Empfehlung des IIW [21] ist, bei einem Spannungskollektiv maximal $D = 0,5$ anzusetzen (bei Spannungskollektiven mit wechselnder Mittelspannung sogar nur 0,2). Sonsino et al. empfehlen in [48] und [49] ebenfalls eine maximale Schädigungssumme $D = 0,5$. Zu beachten ist, dass bei diesen Untersuchungen auch der Mittelspannungseinfluss (vgl. Abschnitt 3.3) mitberücksichtigt ist. Zhang und Maddox untersuchten in [50] den Einfluss von Spannungskollektiven mit unterschiedlichen Mittelspannungen auf die resultierende Schädigungssumme anhand eines geschweißten Längssteifenanschlusses. Sie verwendeten dasselbe Spannungskollektiv bei konstant gehaltener Oberspannung (Kollektiv A), bei konstanter Mittelspannung (Kollektiv B) und bei konstant gehaltener Unterspannung (Kollektiv C) und ermittelten resultierende Schädigungssummen von $D_A \cong 0,4$; $D_B \cong 0,8$ und $D_C > 1,3$. Dies zeigt die Schwierigkeit der korrekten Schadensakkumulation und der zutreffenden Definition der maximalen Schädigungssumme D für ein Spannungskollektiv.

- Vergleich der Spannungskonzepte

Die alternativen Wöhlerlinienkonzepte suggerieren durch die notwendige, feine FE-Modellierung eine hohe Genauigkeit der Ergebnisse. Diese Genauigkeit ist bei Ermüdungsproblemen grundsätzlich zu hinterfragen. Ein Vergleich der 3 alternativen Wöhlerlinienkonzepte für das gleiche Bauteildetail führt oft zu sehr unterschiedlichen Lebensdauern. Sogar bei einem sehr einfachen Standarddetail, wie der in Abschnitt 5 betrachtete geschweißte Quersteifenanschluss, sind deutliche Unterschiede in den berechneten Lebensdauern feststellbar. Fricke erwähnt in [36], dass sich das Kerbspannungskonzept immer noch in der Entwicklungsphase befindet. Er empfiehlt unbedingt Vergleiche mit anderen Wöhlerlinienkonzepten und die kritische Hinterfragung auftretender Unterschiede in den berechneten Lebensdauern.

Durch die Möglichkeit der detaillierteren Spannungsberechnung bieten sowohl das Strukturspannungs- wie auch das Kerbspannungskonzept in gewissen Fällen Vorteile gegenüber dem Nennspannungskonzept. Sie sind vor allem dann sinnvoll, wenn für das betrachtete Detail kein Nennspannungskerbfall vorhanden ist.

- Kalibrierung der FE-Modelle

Schon bei der relativ einfachen Berechnung von Nennspannungen ist eine Kalibrierung des verwendeten FE-Modells empfohlen. Werden detailliertere FE-Modelle zur Berechnung von Struktur- oder Kerbspannungen verwendet, ist eine Kalibrierung der FE-Modelle praktisch zwingend erforderlich, um die gewünschte Genauigkeit der Lebensdauerberechnung zu erreichen. Im Maschinenbau ist es oft möglich, oder üblich, Prototypen herzustellen und zu testen (z. B. DMS-Messungen) und das FE-Modell dadurch zu kalibrieren. Bedingt durch die große Streubreite der Ermüdungsfestigkeit sind Schwingversuche an wenigen Bauteilen nicht ausreichend.

3.5 Anwendung der Bruchmechanik

Ein weiterer, vielversprechender Ansatz zur Erweiterung der Prognosegenauigkeit zur rechnerischen Restlebensdauer basiert auf der Anwendung der Bruchmechanik. Die Verwendung der Bruchmechanik ist hauptsächlich dann sinnvoll, wenn die rechnerische Lebensdauer mit einem konventionellen Ermüdungsnachweis bereits erschöpft ist (vgl. Abb. 40, $D > 1$). Dabei ist die Anwendung der Bruchmechanik unabhängig davon, ob bei einer Brückeninspektion Risse gefunden werden oder nicht. Werden

keine Risse gefunden, kann die verbleibende Lebensdauer durch den Ansatz eines fiktiven Anfangsrisses ebenfalls bruchmechanisch berechnet werden. Die Größe des fiktiven Anfangsrisses orientiert sich an der Detektierbarkeit eines Risses im Zuge einer zerstörungsfreien Rissprüfung. Die maximale, kritische Rissgröße ist durch einen Tragsicherheitsnachweis zu bestimmen. Wichtig ist hierbei die Absicherung gegen sprödes Bauteilversagen bei niedrigen Temperaturen. Die bruchmechanisch ermittelte Lebensdauer entspricht der Lastwechselanzahl die erforderlich ist, damit der Riss von der Anfangsrissgröße bis zur maximalen, kritischen Rissgröße wächst. Mit dieser Vorgehensweise kann im Sinne eines schadenstoleranten Designs ein sicheres Betriebszeitintervall abgeleitet werden. Die deutsche RL 805 [11] verfolgt dieses Konzept des bruchmechanischen Restlebensdauernachweises für genietete Eisenbahnbrücken. Ist das berechnete Betriebszeitintervall vergangen, muss die Brücke neu inspiziert werden. Werden bei einer neuerlichen Inspektion immer noch keine Risse gefunden, kann das gesamte Betriebszeitintervall erneut starten (vgl. Abb. 41). Werden bei einer Inspektion Risse gefunden, kann die verbleibende Restlebensdauer einzig mit Hilfe der Bruchmechanik berechnet werden. Mit einem konventionellen RLD-Nachweis kann die Restlebensdauer eines Bauteils mit einem Riss nicht beurteilt werden (vgl. Abb. 40). Der Zeitraum des stabilen Risswachstums ist bei den konventionellen Wöhlerlinienkonzepten zwar indirekt mit enthalten, jedoch nicht quantifizierbar und je nach Kerbfall deutlich unterschiedlich.

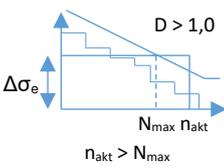
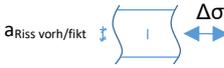
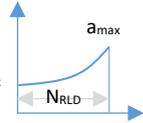
Aktueller Zustand am Detail	konventioneller RLD-Nachweis	Anwendung Bruchmechanik
<p>Riss</p> 	nicht möglich	<p>Schritt 1 ULS – „Sprödbbruch“</p>  <p>$a_{max} = FAD(K_I, K_{Ic}, L_r, T_{min})$</p>
<p>kein Riss</p>  <p>für die Anwendung der Bruchmechanik muss als Anfangsriss $a_{Riss,fikt}$ angenommen werden</p>	 <p>$D > 1,0$ $n_{akt} > N_{max}$</p>	<p>Schritt 2 Restlebensdauer</p>   <p>$a_{Riss,vorh/fikt}$</p>

Abb. 40: Restlebensdauerermittlung auf Basis der Bruchmechanik, schematische Vorgehensweise am Beispiel eines Bauteils mit vorhandenem oder fiktivem Innenriss

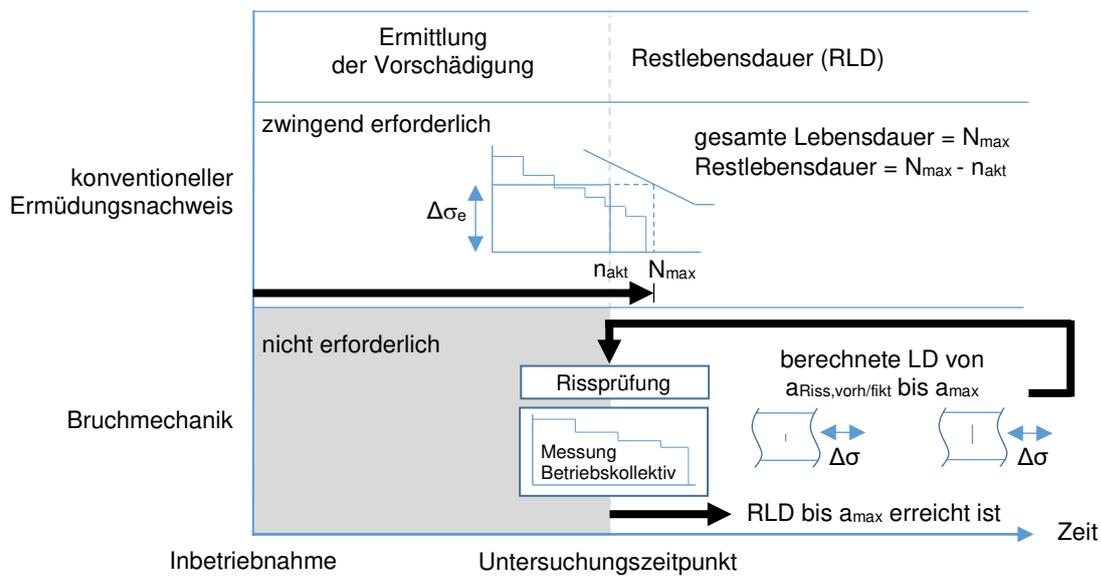


Abb. 41: Restlebensdauerermittlung – Unterschiede zwischen konventioneller Vorgehensweise (Festigkeits-WL) und Anwendung der Bruchmechanik

Die Anwendung der Bruchmechanik zur Bestimmung der Restlebensdauer ist auch dann sinnvoll, wenn die bisherige Ermüdungsbeanspruchung unbekannt ist (vgl. Abb. 41). Nach der konventionellen Vorgehensweise, auf Basis von Wöhlerlinien, ist zum Zeitpunkt der Untersuchung zwingend die Kenntnis der gesamten Vorschädigung seit Inbetriebnahme der Brücke notwendig. Diesbezüglich liegen bei Bestandstragwerken nur selten zutreffende Daten vor, sodass meist sehr konservative Ansätze für die Ermüdungsbeanspruchung der Vergangenheit getroffen werden müssen. Die Anwendung der Bruchmechanik hat den Vorteil, dass keine Kenntnis der bisherigen Ermüdungsbeanspruchung notwendig ist, da immer der aktuelle Untersuchungszeitpunkt als Startpunkt der Restlebensdauerberechnung herangezogen werden kann. Die aktuelle Beanspruchung der Brücke kann dabei sehr genau gemessen werden, wie in Kapitel 4 gezeigt wird, und für die Berechnung der bruchmechanischen Restlebensdauer herangezogen werden.

Wie die Erfahrung zeigt, müssen vorhandene Risse die Funktionsfähigkeit eines Tragwerkes nicht unbedingt einschränken. Sind Risse in einem Bauteil vorhanden, werden in der Praxis häufig unterschiedliche Reparaturversuche unternommen, um ein weiteres Risswachstum zu verhindern. Mithilfe der Bruchmechanik können auch Reparaturversuche, wie beispielsweise das in der Praxis übliche Abbohren der Rissspitzen, einfach beurteilt werden. Ohne ein grundlegendes Verständnis bruchmechanischer Zusammenhänge, sind Reparaturversuche hingegen oft nur temporär erfolgreich.

Bisherige Veröffentlichungen, die sich mit der Erweiterung der Restnutzungsdauer von Eisenbahnbrücken mit bruchmechanischen Methoden beschäftigen, konzentrieren sich meist nur auf genietete Tragwerke (vgl. [51], [52], [53], [54] oder [55]). Die Anwendung der Bruchmechanik zur Erweiterung der Restlebensdauer geschweißter Eisenbahnbrücken wird nicht behandelt, oder nur sehr allgemein beschrieben. Begonnen wurde die Integration von bruchmechanischen Methoden in die Restlebensdauerbeurteilung genieteter Eisenbahnbrücken mit Untersuchungen von Sedlacek G. und Dahl W. [56] sowie von Bild J. [57] Ende der 80er Jahre. Die Richtlinie 805 der Deutschen Bahn AG [11] enthält einen sogenannten Betriebszeitintervallnachweis für Eisenbahnbrücken, auf Basis der Bruchmechanik. Dieser ist jedoch ebenfalls nur für genietete Tragwerke gültig. Auch in dem, sowohl für genietete wie auch für geschweißte Brücken gültigen, schrittweisen Bewertungsschema des JRC-ECCS Dokuments [12] liegt das Hauptaugenmerk im Bereich der Bruchmechanik auf genieteten Tragwerken. Die Ausführungen bezüglich der Anwendung des bruchmechanischen Restlebensdauernachweises für geschweißte Brücken sind darin nur sehr allgemein gehalten.

Allgemeine Anleitung zur Anwendung der Bruchmechanik findet man beispielsweise in der im Maschinenbau weit verbreiteten FKM Richtlinie „Bruchmechanischer Festigkeitsnachweis“ [58] sowie im British Standard BS 7910 „Guide to methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures“ [59].

Zusammenfassend muss jedoch festgestellt werden, dass trotz vorhandener Richtlinien zur Bruchmechanik und Veröffentlichungen zur Einbeziehung der Bruchmechanik in die Beurteilung der Restlebensdauer genieteter Eisenbahnbrücken, eine detaillierte und praktische Anleitung zur Anwendung der Bruchmechanik bei geschweißten Eisenbahnbrücken fehlt. Daher werden in Kapitel 6 zuerst einige notwendigen Grundlagen zur Bruchmechanik gezeigt und anschließend der bruchmechanische Restlebensdauernachweis für ein konkretes, ermüdungskritisches Referenzdetail einer geschweißten Eisenbahnbrücke durchgeführt.

4 Studie zur tatsächlichen Betriebsbeanspruchung einer bestehenden Eisenbahnbrücke

Die Höhe der Betriebsbeanspruchung hat einen dominanten Einfluss auf die berechnete Lebensdauer, wie bereits in Abschnitt 3.1 gezeigt wurde. Die Betriebsbeanspruchung, die normgemäß für eine Neuplanung einer Brücke angesetzt wird, sollte sehr konservativ sein, da hier die (noch unbekannt) Betriebsbeanspruchung der nächsten 100 Jahren abgedeckt werden muss. Daher eignet sie sich nur bedingt für die Nachrechnung bestehender Eisenbahnbrücken. Dennoch ist bei vielen Bestandsbrücken nicht bekannt, ob die tatsächliche Betriebsbeanspruchung niedriger ist als die normgemäße Betriebsbeanspruchung. In diesem Kapitel wird ein Messkonzept vorgestellt, wie die aktuelle Betriebsbeanspruchung einer Eisenbahnbrücke gemessen werden kann. Das Konzept wurde an einer geschweißten Fachwerkbrücke aus den 1960er Jahren getestet (vgl. Abb. 1 und Abschnitt 4.1). Anschließend wird die gemessene und die mit den Lastmodellen des Eurocodes berechnete Betriebsbeanspruchung aller relevanten Bauteile der Brücke verglichen. Die Fachwerkbrücke befindet sich im Hauptstreckennetz der österreichischen Bundesbahn und eignet sich daher gut für den Vergleich mit der aktuell anzusetzenden Betriebsbeanspruchung nach Eurocode $\Delta\sigma_{e,EC}$.

4.1 Anlageverhältnisse der untersuchten zweigleisigen Eisenbahnbrücke

Die betrachtete zweigleisige Eisenbahnbrücke ist ein reines Stahltragwerk mit offener Fahrbahn. Wie Abb. 42 und Abb. 43 zeigen, handelt es sich um eine einfeldrige Fachwerkbrücke mit zwei außenliegenden, geraden Fachwerkträgern, deren Bauhöhe gegen Feldmitte leicht zunimmt. Die Stützweite beträgt $L = 60$ m. Im Brückenbereich weisen beide Gleise einen Radius von $R = 750$ m im Grundriss auf. Das Tragwerk wurde 1965 errichtet. Die Bauteile selbst sind geschweißt und ein Großteil der Baustellenstöße ist genietet.

Zum Zeitpunkt der Betriebsmessungen war im Objektbereich eine maximale Zugsgeschwindigkeit von $v = 60$ km/h verordnet.

- Fahrbahn

Die offene Fahrbahn besteht aus den im Abstand von $e_{QT} = 6,0$ m angeordneten Querträgern (QT) mit geschweißten I-Querschnitten, die an die Hauptträger (HT) über genietete Stirnplattenanschlüsse biegesteif anschließen. Die insgesamt 4 Längsträger (LT, Schwellenträger), ebenfalls als geschweißte I-Profile ausgeführt, sind an den Querträgern biegesteif durchgebunden und wirken als Durchlaufträger. Die Grundrisslage der Längsträger ist polygonal zwischen den Querträgeranschlusspunkten und folgt der Gleiskrümmung im Grundriss. Bezogen auf die Brückenlängsachse (mittig zwischen den beiden Hauptträgern im Abstand von $e_{HT} = 10,20$ m) beträgt die horizontale Ausmitte der Längsträgerpaare $e = 22,9$ cm in Brückenmitte (in Richtung des äußeren HT A), abnehmend bis Achse 1, sowie $e = -19,0$ cm am Brückenende (in Richtung des inneren HT I). Bedingt durch die ausgeführte Gleisüberhöhung ändert sich die Ausmitte der vertikalen Gleislaster auf: $e = +1,3$ cm in Brückenmitte, $e = -21,6$ cm in Achse 1 sowie $e = 40,6$ cm am Brückenende. Die Höhenlage der Längsträgerobergurte ist unterschiedlich, angepasst an die ausgeführte Gleisüberhöhung. Dies bedeutet, dass der jeweils in der Krümmung außenliegende Längsträger beider Gleise, gegenüber dem innenliegenden Längsträger, eine größere Bauhöhe und Biegesteifigkeit aufweist. Die Holzschwellen der Gleise sind direkt auf den Längsträgerobergurten gelagert und verankert.

- Tragwerksaussteifung und Verbände

Zwischen beiden Längsträgerpaaren je Gleis sind durchgehend horizontale Schlingerverbände, in Form eines Pfostenfachwerks angeordnet. Der untere Verband ist als K-Fachwerk ausgebildet, wobei die HT-Untergurte die Gurte und die Querträger die Pfosten des unteren Verbandes darstellen. Ein ergänzender Bremsverband ist in Tragwerksmitte angeordnet. In der Ebene der HT-Obergurte ist ein oberer Verband, ebenfalls als K-Verband, angeordnet. An den Enden dieses oberen Verbandes sind Endportale ausgebildet, die in der Ebene der Enddiagonalen der beiden HT verlaufen und an den Endquerträgern anschließen.

- Lagerung

Das Tragwerk weist stählerne Brückenlager auf. In Achse 0 liegen allseitig feste Lager vor, wogegen in Achse 0' längsbewegliche Stelzenlager ausgeführt sind.

- Stabbezeichnung am Tragwerk

Die Stabbezeichnung der einzelnen Stäbe orientiert sich an der Achsbezeichnung (Achse 0 bis 5). In Abb. 42 sind nur beispielhaft einige Stäbe – zum Verständnis der Bezeichnungen – eingetragen (z.B. Stäbe am Hauptträger: O₁₂ = Obergurt zwischen Achse 1 und 2; U₃₄ = Untergurt zwischen Achse 3 und 4; D₄₅ = Diagonale zwischen Achse 4 und 5; P₃ = Pfostenstab in Achse 3).

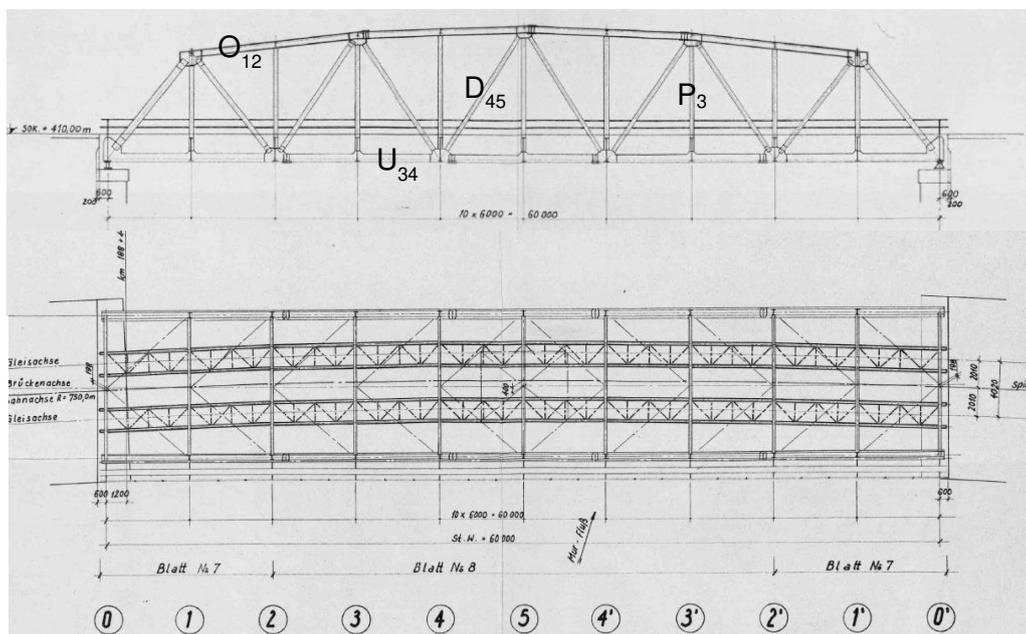


Abb. 42: Anlageverhältnisse des Brückentragwerkes (Baujahr: 1965); Längsansicht und Grundriss.

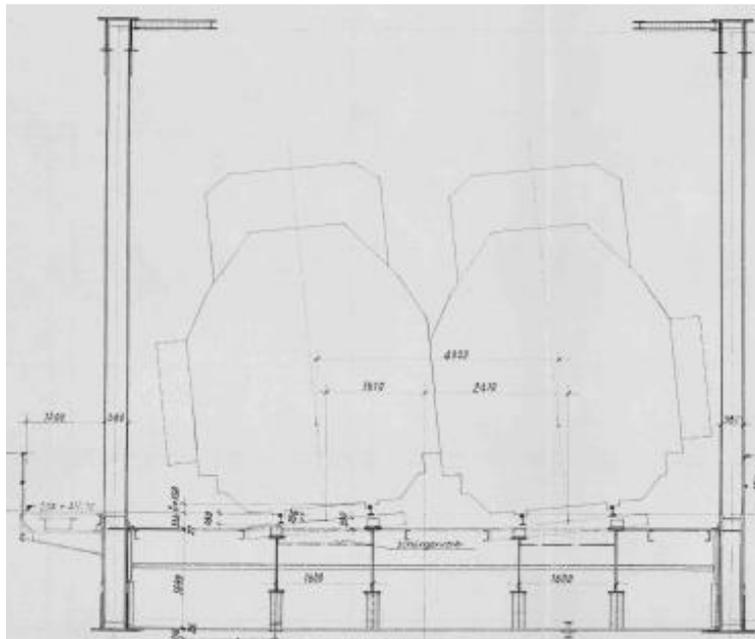


Abb. 43: Fahrbahnquerschnitte in Brückenmitte

4.2 Messung der tatsächlichen Betriebsbeanspruchung

Die Messungen der Betriebsbeanspruchung an der Bestandsbrücke wurden von Herrn DI Vospernig seitens der Firma Revotec ZT GmbH aus Wien, im Auftrag des Instituts für Stahlbau der TU Graz, Ende 2014, durchgeführt. Dieser Abschnitt 4.2 zeigt dabei Auszüge aus den Messberichten der Firma Revotec [60] bzw. [61].

4.2.1 Messzeitraum

Der Messzeitraum umfasste genau 4 Wochen in der Zeit vom 6. Oktober bis 2. November 2014. Die in dieser Zeit auf der Brücke verkehrten Betriebszüge wurden tabellarisch von der ÖBB zur Verfügung gestellt. Neben der Fahrzeit, der Fahrtrichtung und dem befahrenen Gleis (1 oder 2), wurden auch die Zugsgewichte (Sollwerte lt. Fahrplan) für die Auswertungen herangezogen. Da der Messzeitraum 4 volle Kalenderwochen enthält, ist keine getrennte Gewichtung in Werktage und Wochenendtage erforderlich.

Anzumerken ist, dass die Zugsauflistung seitens der ÖBB insgesamt 5125 Züge enthält, wogegen die Messungen eine Gesamtanzahl von 5110 Zügen aufweisen. Dieser geringe Unterschied wurde nicht weiterverfolgt.

4.2.2 Lage der Messwertgeber

Die Lage der Messquerschnitte am Tragwerk erfasst primär die Längs- und Querträger der Fahrbahn, die die größte Ermüdungsgefährdung aufweisen und bei dem untersuchten Tragwerk eine derartig geringe rechnerische Restlebensdauer aufwiesen, dass zum damaligen Zeitpunkt ein Neubau „in naher Zukunft“ beschlossen wurde (vgl. [14], der Neubau erfolgte schließlich im Jahr 2017).

Darüber hinaus werden sehr gezielt Messquerschnitte an den beiden Hauptträgern gewählt, die gegenüber den Längs- und Querträgern deutlich größere Einflusslängen – in Brückenlängsrichtung betrachtet – aufweisen. Diesbezüglich liegen für die Längsträger die kürzesten Einflusslinienlängen L_{EL} vor (für die gewählten Messquerschnitte zwischen den Querträgern gilt $L_{EL} \approx e_{QT} = 6$ m, mit e_{QT} = Querträgerabstand). Bei den Messquerschnitten am Querträger gilt näherungsweise $L_{EL} \approx 2 \cdot e_{QT} = 12$ m. Eine ähnliche Einflusslinienlänge L_{EL} liegt bei den gewählten Messquerschnitten an den HT-Pfostenstäben vor ($L_{EL} \approx 2 \cdot e_{QT} = 12$ m). Im Gegensatz dazu weisen die Messquerschnitte an den Untergurten der HT nahe Feldmitte die maximal mögliche Einflusslinienlänge von $L_{EL} \approx L = 60$ m auf (Anm.: Da die Normalspannungen σ_x nahezu vollständig aus der Normalkraft am Untergurt rühren).

Die Dehnungen aus dem Bahnbetrieb wurden an vier Messquerschnitten am Hauptträger, fünf Messquerschnitten am Querträger und fünf Messquerschnitten am Längsträger mittels Dehnmessstreifen (DMS) aufgezeichnet (vgl. Abb. 44). An den Messquerschnitten der beiden Hauptträger – am Untergurt und an einem Pfosten – wurde in der Regel nur ein DMS angebracht. An den Messquerschnitten der Quer- und Längsträger wurden in der Regel je zwei DMS angebracht, einer am Ober- und einer am Untergurt. An einem Längs- und einem Querträgermessquerschnitt (Bezeichnung mit L_{ges} und Q_{ges}) wurden je vier DMS angeordnet.

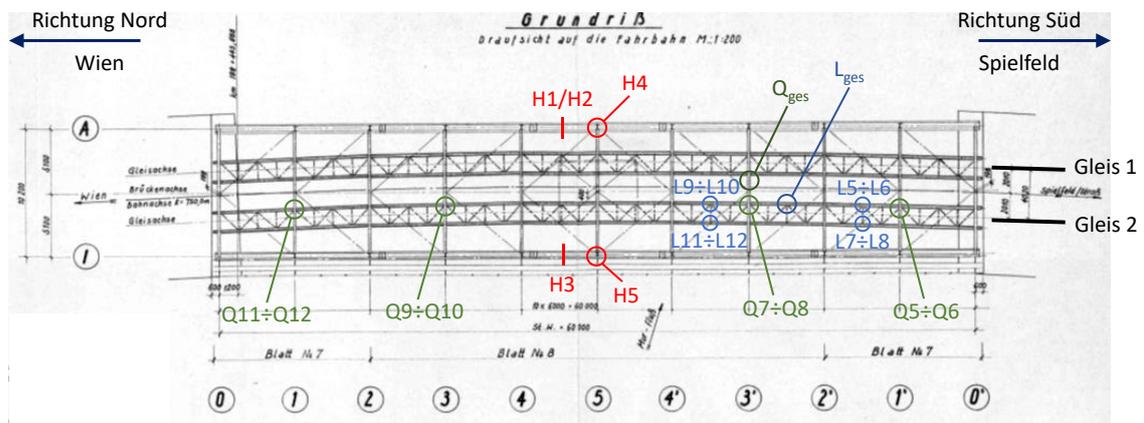


Abb. 44: Lage der Messquerschnitte am Tragwerk

- Lage und Übersicht der einzelnen Messwertgeber (MG = DMS, insgesamt 29 MG):

1. Hauptträger (in Summe 5 MG; H1/H2, H3, H4 und H5 = 4 Messquerschnitte):

Die Messstellen H1/H2 befinden sich am Untergurt des äußeren Fachwerk-Hauptträgers zwischen Feld 4 und 5. Da dieser Untergurt zweigeteilt ist, befindet sich je ein DMS an der außen- und innenliegenden Hälfte, der DMS H3 liegt innen am inneren Hauptträger im gleichen Feld (vgl. Abb. 45). Am mittigen Pfosten (Achse 5) beim innenliegenden Hauptträger befindet sich DMS H5, am außenliegenden Hauptträger H4 (vgl. Abb. 46). Abb. 47 zeigt die aufgebrachtten DMS inkl. Witterungsschutz.

Aufgrund der Gleislage im Bogen – Gleis 1 ist dem äußeren Hauptträger näher als Gleis 2 dem inneren – wurden beide Posten in der Achse 5 mit Dehnmessstreifen ausgestattet. Die Messquerschnitte befinden sich hier über der Fahrbahn, im nicht verstärkten Querschnitt des Pfostenstabes.

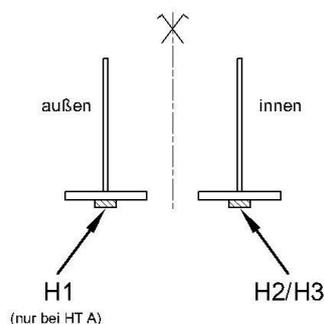


Abb. 45: Messquerschnitt HT-Untergurt (HT A und HT I): Lage der DMS mittig am UG-Stab U₄₅

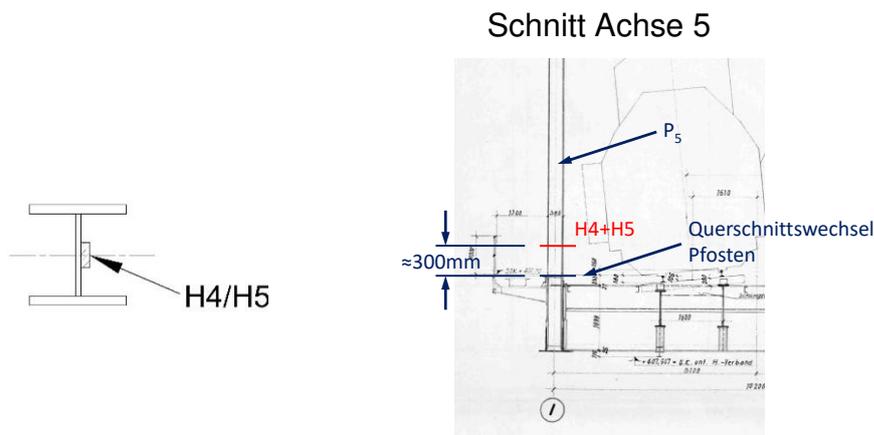


Abb. 46: Messquerschnitt HT-Pfosten (HT A und HT I): Lage der DMS am Pfosten P₅

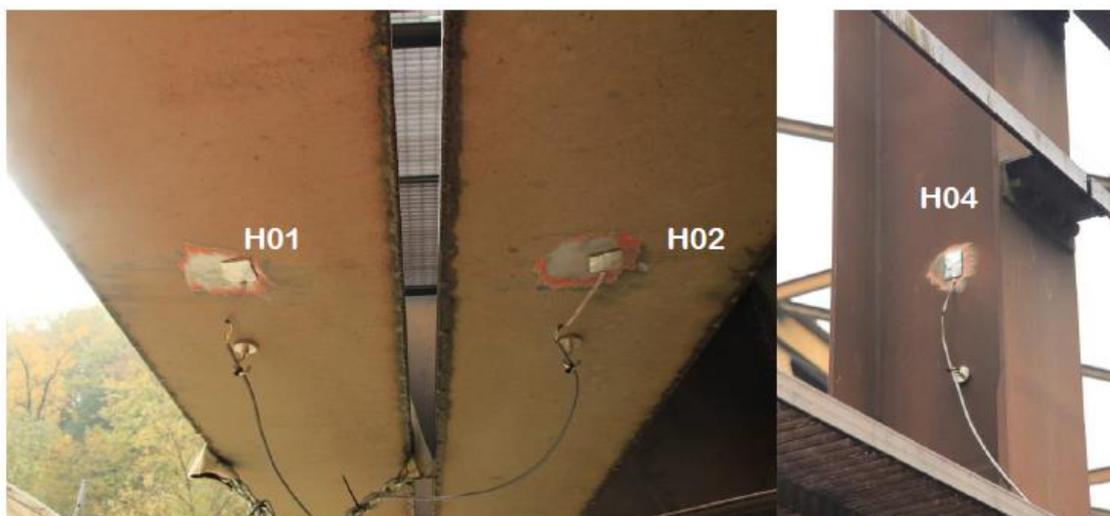


Abb. 47: DMS an den Hauptträger-Untergurten und am Hauptträger-Pfosten inkl. Witterungsschutz

2. Längsträger (in Summe 12 MG; L1÷L4 = 1 Messquerschnitt; Lges mit 4 MG sowie L5÷6; L7÷8; L9÷10; L11÷12 = 4 Messquerschnitte á 2 MG):

Um sowohl N , M_y und M_z aus den Dehnungsmessungen rückrechnen zu können, wurde ein Längsträgerquerschnitt (Feld 2'-3', bogenaußenseitiger innerer Längsträger, vgl. Abb. 44) mit vier DMS bestückt (vgl. Abb. 48, Abb. 49 und Abb. 50). Vier weitere Längsträgerquerschnitte am innenliegenden Gleis – jeweils an beiden Längsträgern vgl. Abb. 44 – wurden mit je zwei DMS bestückt – vgl. Abb. 51 (Feld 1'-2' und 3'-4'). Bei diesen kann anhand der gemessenen Dehnungen die Normalkraft N und das Moment M_y herausgerechnet werden.

Aufgrund der Quersteife in Feldmitte wurden die DMS an den Längsträgern in einem Abstand von 550 mm von dieser angeordnet (vgl. Abb. 48). Dieser Abstand wurde so

gewählt, um nicht in Konflikt mit über dem Längsträgern liegenden Schwellenschuhen zu geraten (Messung der „ungestörten“ Nennspannungen, ohne lokale Spannungskonzentrationen).

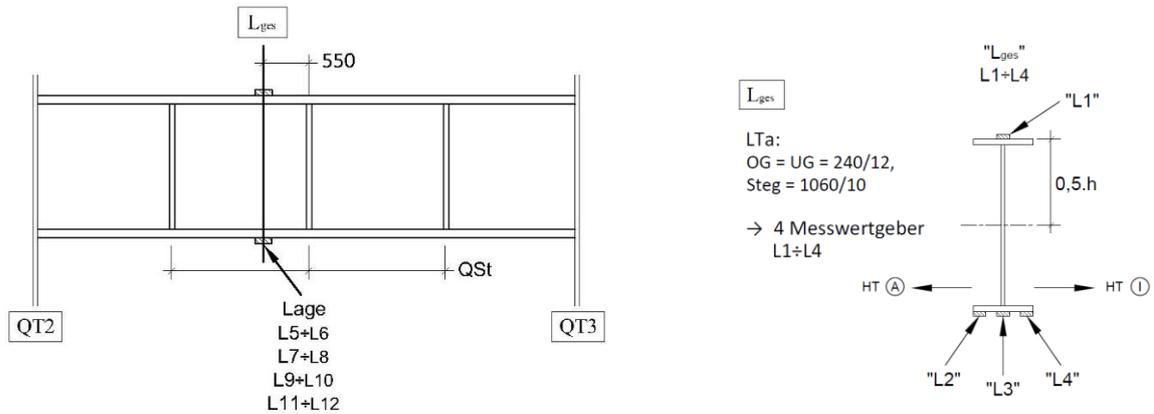


Abb. 48: Messquerschnitt Lges am Längsträger mit Lage der DMS; Anordnung am Obergurt mittig zwischen den Schwellen

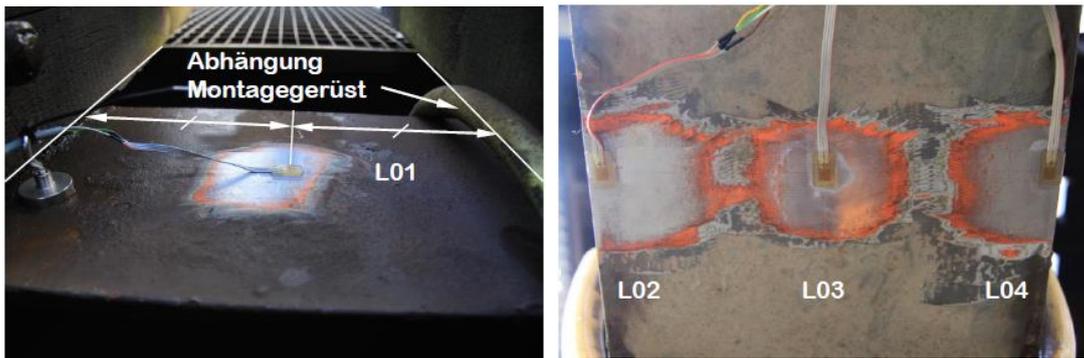


Abb. 49: DMS am Längsträger (Lges) ohne Witterungsschutz

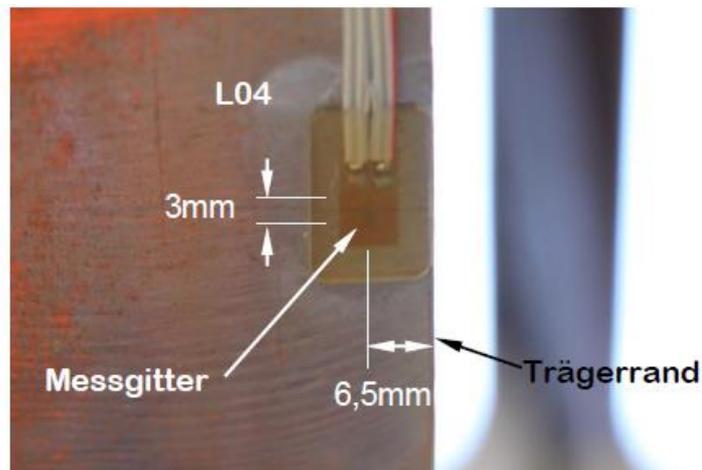


Abb. 50: Detailaufnahme des DMS am Längsträger L04, Lageangabe für die Randposition

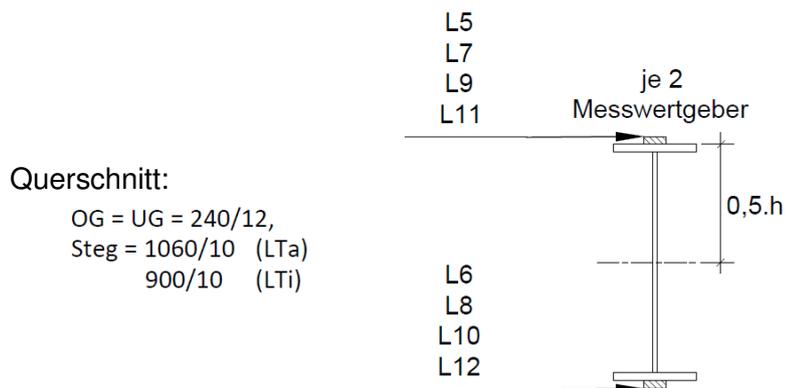


Abb. 51: Messquerschnitte L5÷6; L7÷8; L9÷10; L11÷12 am Längsträger mit je 2 DMS; Anordnung am Obergurt immer mittig zwischen den Schwellen

3. Querträger (in Summe 12 MG; Q1÷Q4 = 1 Messquerschnitt; Qges mit 4 MG sowie Q5÷6; Q7÷8; Q9÷10; Q11÷12 = 4 Messquerschnitte á 2 MG)

Um wieder N , M_y und M_z aus den gemessenen Dehnungen rückrechnen zu können, wurde ein Querträger (Achse 3', nahe Gleis 1, vgl. Abb. 44) mit vier DMS bestückt (vgl. Abb. 52). Vier weitere Querträgerquerschnitte wurden mit je zwei DMS bestückt (Achse 1', 3', 3, 1; vgl. Abb. 44), wie die Abb. 53 zeigt. Abb. 52 zeigt die Lage der Messquerschnitte am Querträger. Abb. 54 zeigt den installierten DMS Q05 am Querträgersteg und einen DMS am Querträger Untergurt nach abgeschlossener Installation mit Witterungsschutz und temporärem Korrosionsschutz.

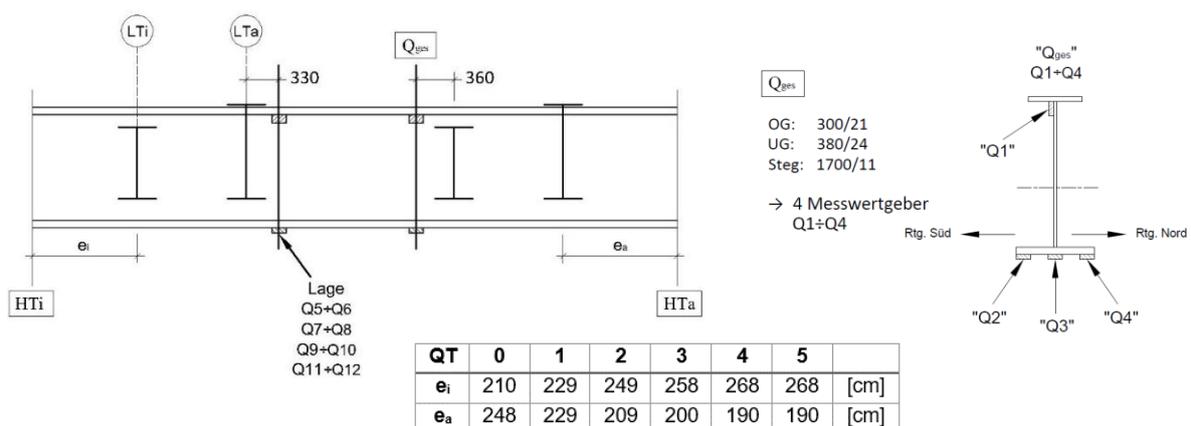


Abb. 52: Messquerschnitt Qges am Querträger mit Lage der DMS

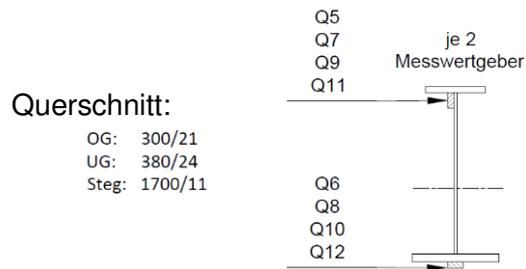


Abb. 53: Messquerschnitte Q5÷6; Q7÷8; Q9÷10; Q11÷12 am Querträger mit je 2 DMS



Abb. 54: Detailaufnahme des DMS am Querträgersteg nahe am Obergurt (links), DMS am Querträger Untergurt nach abgeschlossener Installation mit Witterungsschutz und temporärem Korrosionsschutz (rechts)

4.2.3 Technische Daten der Messanlage

Die Messanlage mit 32 Kanälen wurde in einem herkömmlichen Schaltschrank direkt auf einem temporär vorhandenen Montagegerüst unterhalb der Brücke installiert (vgl. Abb. 55).

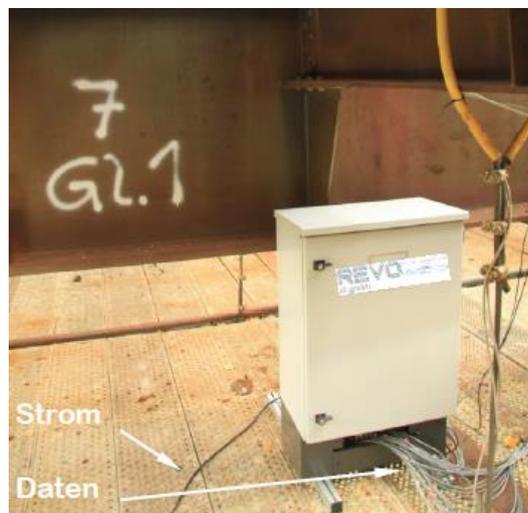


Abb. 55: Schaltschrank der Messanlage im Bereich des Querträger 3' unterhalb von Gleis 1

Als Dehnmessstreifen wurden ausschließlich lineare, gekapselte DMS (1-LV41-3/120V, k-Faktor 1,99) der Firma HBM, mit 4-Leitertechnik verwendet. Die DMS sind temperaturkompensiert für ferritischen Stahl ($\alpha_T = 10,8e-6$).

Die Temperatur wurde mittels zwei PT100 Temperatursensoren am Querträger 5 in der Träger- und Stegmitte dokumentiert. Ein Sensor ermittelt die Bauteiltemperatur an der Oberfläche, der zweite die Lufttemperatur im Abstand von 10 cm vom Steg des Trägers. Die maximale gemessene Lufttemperatur lag bei 21,1 °C, die minimale bei 0,7 °C.

Die Messungen erfolgten mit einer Abtastrate von 300 Hz und einem 10 Hz Tiefpassfilter (vgl. Abb. 56). Für die Aufzeichnung wurde für die Sensoren H02 und H03 eine Triggerschwelle von 20 $\mu\text{m/m}$ definiert. Das Messsignal wurde bei jeder Zugsüberfahrt mit einer Vorlaufzeit von 5 Sekunden und einer Gesamtlaufzeit von 90 Sekunden gespeichert.

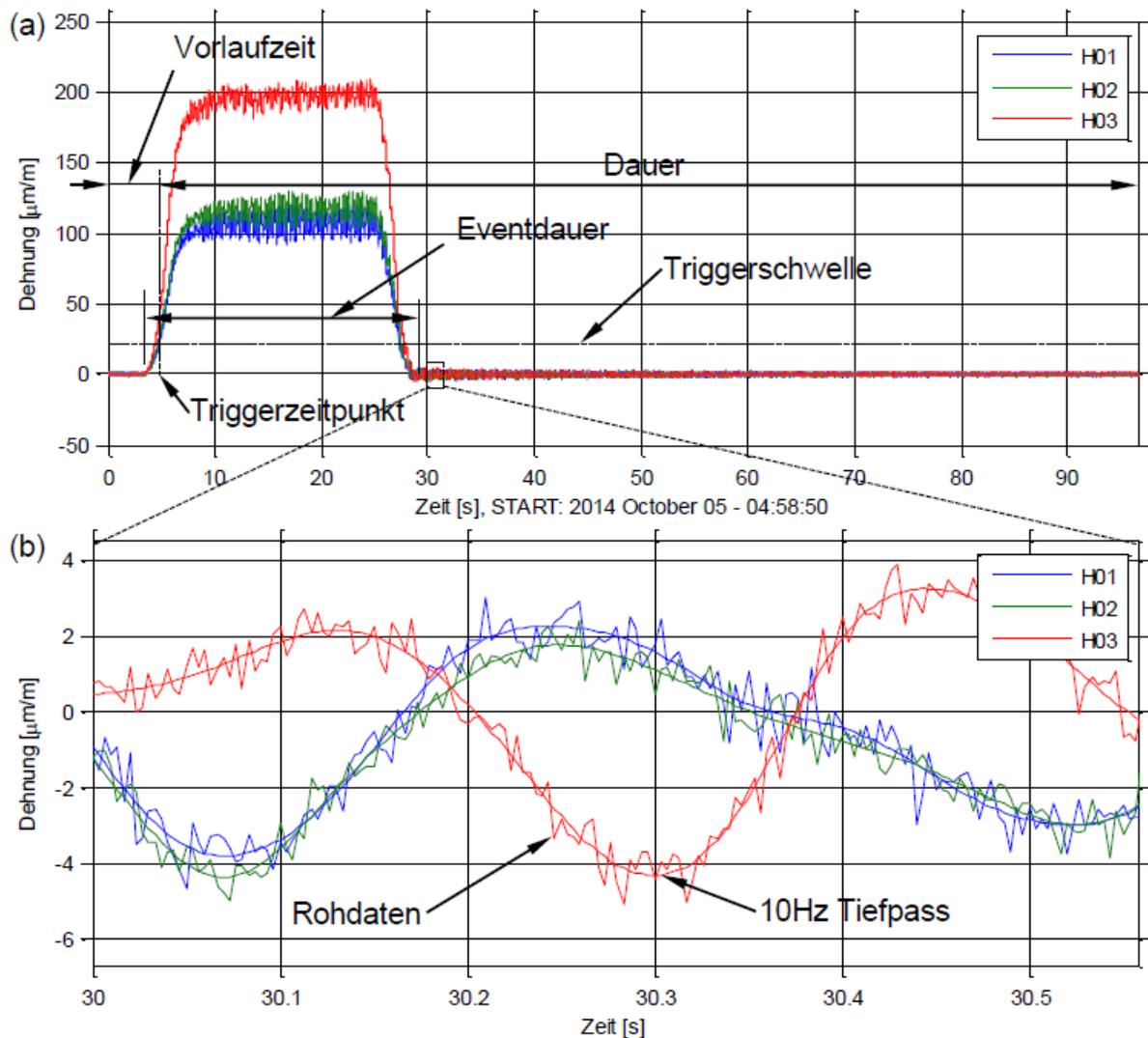


Abb. 56: Beispiel einer Überfahrtsmessung am Hauptträgeruntergurt, (a) Aufgezeichnete Überfahrt, (b) Detail zur Filterung

4.2.4 Probelastungen zur Modellkalibrierung

Um das Tragverhalten der Eisenbahnbrücke zu analysieren, sowie vereinfacht die dynamische Wirkung bei Betriebszugsüberfahrt zu erfassen, fand am ersten Tag des Messzeitraumes (6. Oktober 2014) eine Probelastung durch Überfahrt von zwei Lokomotiven Typ „Taurus 1116“ in Doppeltraktion (Loks aneinandergespannt) statt. Die Auswertung der Schnittgrößen bzw. Spannungen aus den gemessenen Dehnungen wurde später auch für einen Vergleich mit den Ergebnissen der numerischen Simulation herangezogen. Diese Gegenüberstellung diente in weiterer Folge zur Feststellung der Tauglichkeit des numerischen Modells, welches später für die Simulation der Betriebszugsüberfahrten herangezogen wurde.

Im Zuge der Probelastung erfolgten insgesamt vier Messfahrten über die Brücke – jeweils zwei Fahrten pro Richtung am entsprechenden Regelgleis – einmal mit Betriebsgeschwindigkeit (60 km/h, dies entspricht der betrieblich verordneten Höchstgeschwindigkeit auf der Brücke) und einmal mit Schrittgeschwindigkeit (5 km/h):

- Fahrt 1: Peggau – Frohnleiten (Richtung Norden) mit $v = 5$ km/h auf Gleis 2 (Regelgleis Richtung Norden, vgl. Abb. 44)
- Fahrt 2: Frohnleiten – Peggau (Richtung Süden) mit $v = 5$ km/h auf Gleis 1 (Regelgleis Richtung Süden)
- Fahrt 3: Peggau – Frohnleiten (Richtung Norden) mit $v = 60$ km/h auf Gleis 2 (Regelgleis Richtung Norden)
- Fahrt 4: Frohnleiten – Peggau (Richtung Süden) mit $v = 60$ km/h auf Gleis 1 (Regelgleis Richtung Süden)

Beim sogenannten Regelgleis handelt es sich um jenes Gleis, auf welchem üblicherweise alle Fahrten in die entsprechende Richtung erfolgen. Das Gleis 1 ist zum Beispiel das Regelgleis bei Fahrtrichtung Süden, also von Frohnleiten (Nord) kommend Richtung Peggau (Süd) (vgl. Abb. 44). In Abb. 57 ist die Geometrie und Achslast der Taurus Lokomotiven dargestellt.

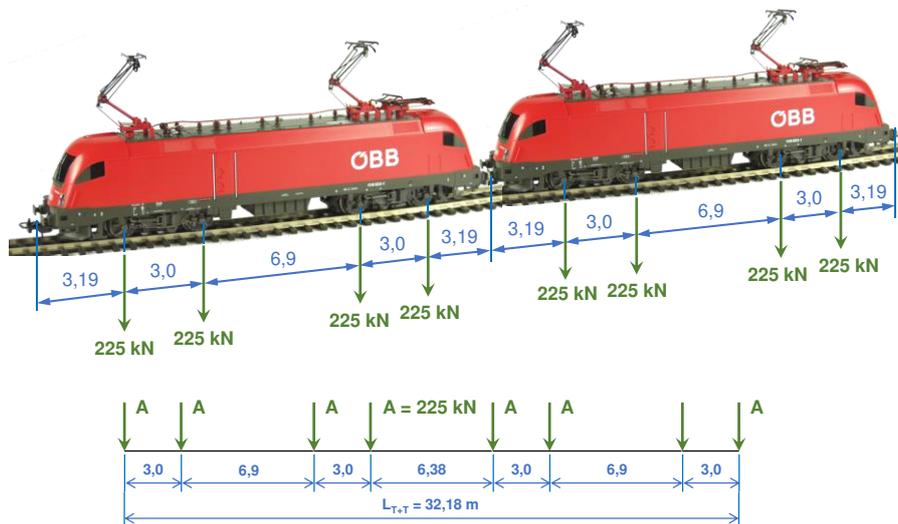


Abb. 57: Achslasten der Taurus-Lokomotiven

Durch die Überfahrt einerseits mit 60 km/h und andererseits mit 5 km/h kann die dynamische Wirkung und der Einfluss der Zentrifugalkraft, zufolge der Gleislage im Bogen, gegenüber der quasi statischen Beanspruchung, herausgearbeitet werden.

Hervorzuheben ist, dass die dynamische Wirkung nicht einfach aus dem Vergleich der beiden zugehörigen Messfahrten mit $v = 5 \text{ km/h}$ bzw. 60 km/h direkt bestimmbar ist, da die Gleise einen Bogen aufweisen. Die Zentrifugalkraftwirkung ist der dynamischen Wirkung immer überlagert. Beide Effekte sind nur bei $v = 60 \text{ km/h}$ wirksam. Daher ist zwingend auch eine numerische Simulation der Überfahrten erforderlich, um die alleinige Wirkung der Zentrifugalkraft bestimmen zu können.

- **Messergebnisse für $v = 5$ und $v = 60 \text{ km/h}$**

Anhand von mehreren Messpunkten am Brückentragwerk (Hauptträger-Untergurt, Hauptträger-Pfosten, Längs- und Querträger), erfolgte ein Vergleich der Messergebnisse der Taurus-Probebelastungskonfiguration, einerseits mit einer Fahrgeschwindigkeit von 5 km/h und andererseits mit 60 km/h . Bei der Überfahrt der beiden Lokomotiven mit einer Geschwindigkeit von 60 km/h werden die Effekte der Zentrifugalkraft und der Dynamik miterfasst. Um diese Effekte darzustellen, erfolgt in den kommenden Spannungs-Weg-Verläufen in den Abb. 58 bis Abb. 65 eine Gegenüberstellung der Messergebnisse der Taurus-Doppeltraktionsüberfahrten in Schrittgeschwindigkeit (quasi-statisch mit 5 km/h) und der Überfahrten mit der Streckengeschwindigkeit von 60 km/h . Aufgrund falscher Speicherungsparameter der eingestellten Vorlaufzeit der Messanlage fehlen bei den Messergebnissen die ersten Sekunden der Zugsüberfahrt.

1. Vergleich am Messpunkt Hauptträger-Untergurt

(H1/H2 bzw. H3, Abb. 58 und Abb. 59)

Die Unterschiede zwischen den Messwertgebern H01 und H02 zeigen, dass der zweiteilige Untergurtquerschnitt (vgl. Abb. 45) im inneren Querschnittsteil, hin zum Querträger, um etwa 10% höhere Spannungen erfährt. Aus der Überfahrt entsteht nur 1 Spannungsspiel in den Messquerschnitten – die Einzellasten selbst sind nicht mehr erkennbar. Auf den paradox erscheinenden Sachverhalt – geringere Spannungen bei $v = 60 \text{ km/h}$ – wird später noch näher eingegangen. Der Grund dafür ist die günstige Zentrifugalkraftwirkung.

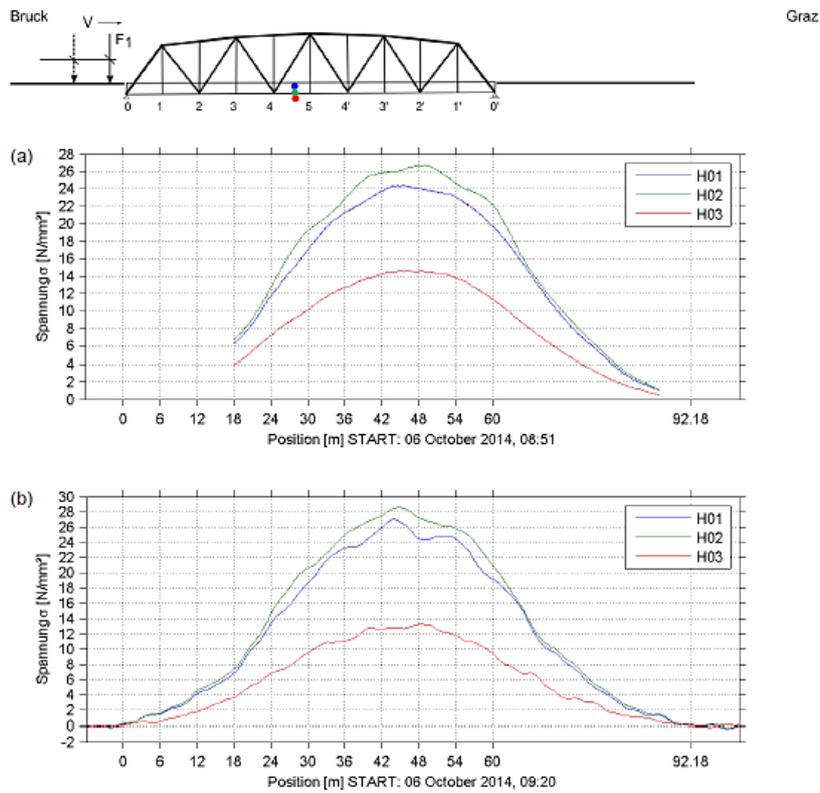


Abb. 58: Gemessener Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt H1/H2 bzw. H3 bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 1 mit, a) 5 km/h und, b) 60 km/h

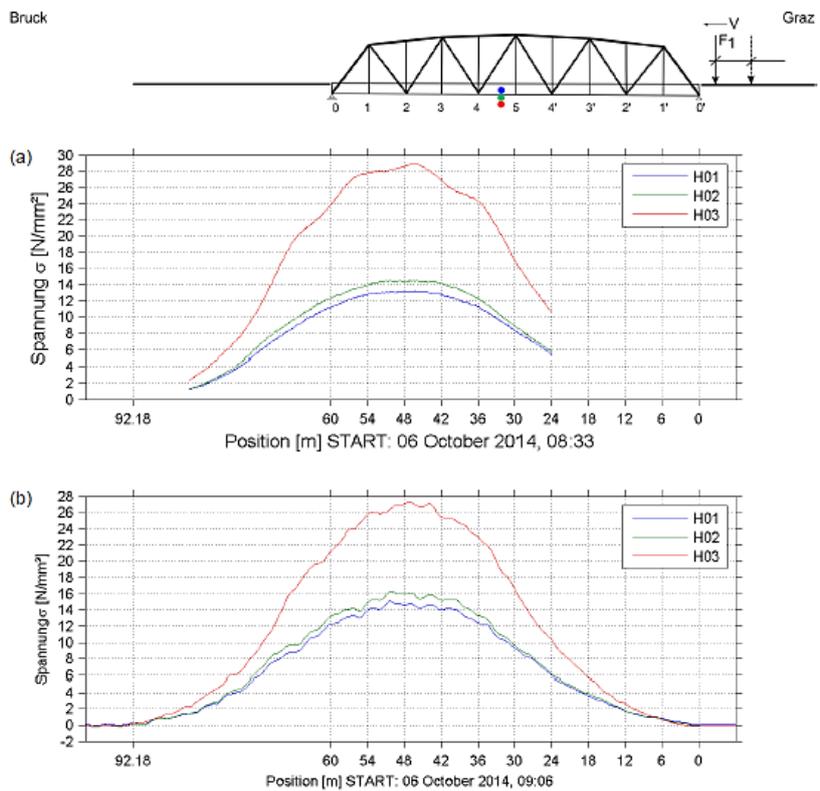


Abb. 59: Gemessener Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt H1/H2 bzw. H3 bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 2 mit, a) 5 km/h und, b) 60 km/h

2. Vergleich am Messpunkt Hauptträger-Pfosten

(H4 bzw. H5, Abb. 60 und Abb. 61)

Für den Messquerschnitt nahe des befahrenen Gleises (H04 bei Überfahrt auf Gleis 1, H05 bei Überfahrt auf Gleis 2) führen nun auch die einzelnen Drehgestelle der Lokomotiven zu zusätzlichen Spannungsspielen.

3. Vergleich am Messpunkt Längsträger (Lges, Abb. 62 und Abb. 63)

Überraschend ist das hohe Spannungsniveau im Messquerschnitt Lges, obwohl dieser Längsträger bei der Überfahrt auf Gleis 1 (Abb. 62) gar nicht unmittelbar belastet ist (vgl. Abb. 44). Da die Querträger vertikale Biegeverformungen erfahren, wird nun auch der nicht belastete Längsträger auf Biegung beansprucht.

Der Längsträgerquerschnitt ist ein symmetrischer Querschnitt. Die alleinige lokale Biegung aus den Achslasten müsste dann zu identen Spannungsverläufen am Ober- und Untergurt (bei unterschiedlichem Vorzeichen, am OG Druck, am UG Zug) der Messquerschnitte L01 und L03 führen. Die deutlich geringeren Spannungen am OG deuten auf die Mitwirkung der Schiene, die als eine Art Überspannung des Trägers wirkt, hin. Der Vergleich der Messwertgeber L02, L03, L04 zeigt die geringfügige überlagerte Biegebeanspruchung M_z um die vertikale Stegachse. Man erkennt, dass jedes Drehgestell ein wesentliches Spannungsspiel bewirkt.

Die Ergebnisse zeigen, dass bei unmittelbarer Belastung des Längsträgers die Spannungsunterschiede zwischen Ober- und Untergurt geringer sind und dass auch die überlagerte Querbiegebeanspruchung, um die vertikale Stegachse, vernachlässigbar klein bleibt (nahezu idente Ergebnisse für Messwertgeber L02, L03, L04). Jedes Drehgestell liefert ein signifikantes Spannungsspiel.

4. Vergleich am Messpunkt Querträger (Qges, Abb. 64 und Abb. 65)

Die Überfahrt auf Gleis 1 führt zur größeren Biegebeanspruchung im Messquerschnitt (vgl. Abb. 44). Die etwas höheren Spannungen am Obergurt (in Q01) sind nun nicht auf zusätzliche hohe Normalkraftverläufe zurückzuführen, sondern auf den unsymmetrischen Trägerquerschnitt (vgl. Abb. 52).

Man erkennt eine deutliche überlagerte Querbiegebeanspruchung am Querträger, durch Vergleich der Messwertgeber am Untergurt (Q02, Q03, Q04).

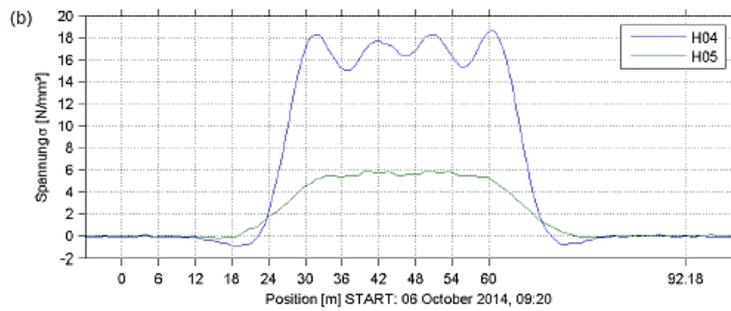
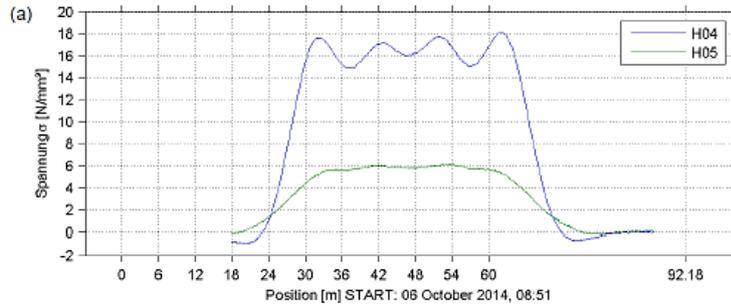
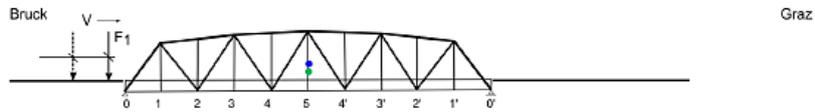


Abb. 60: Gemessener Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt H4 bzw. H5 am Hauptträger bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 1 mit, a) 5 km/h und, b) 60 km/h

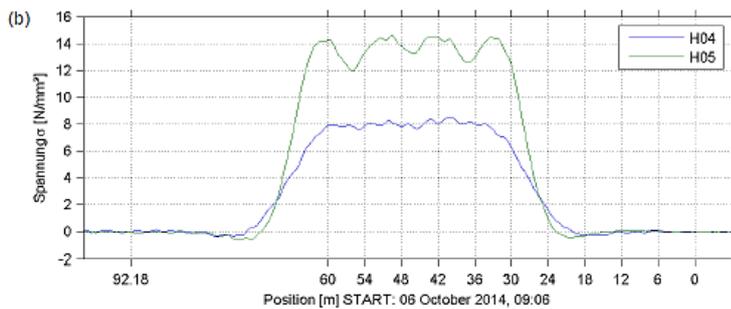
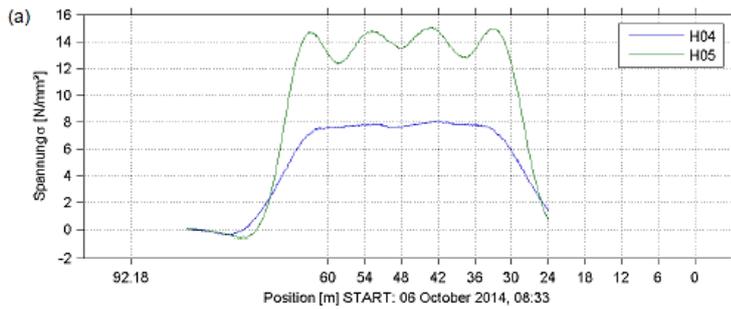
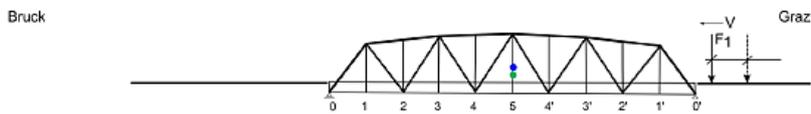


Abb. 61: Gemessener Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt H4 bzw. H5 am Hauptträger bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 2 mit, a) 5 km/h und, b) 60 km/h

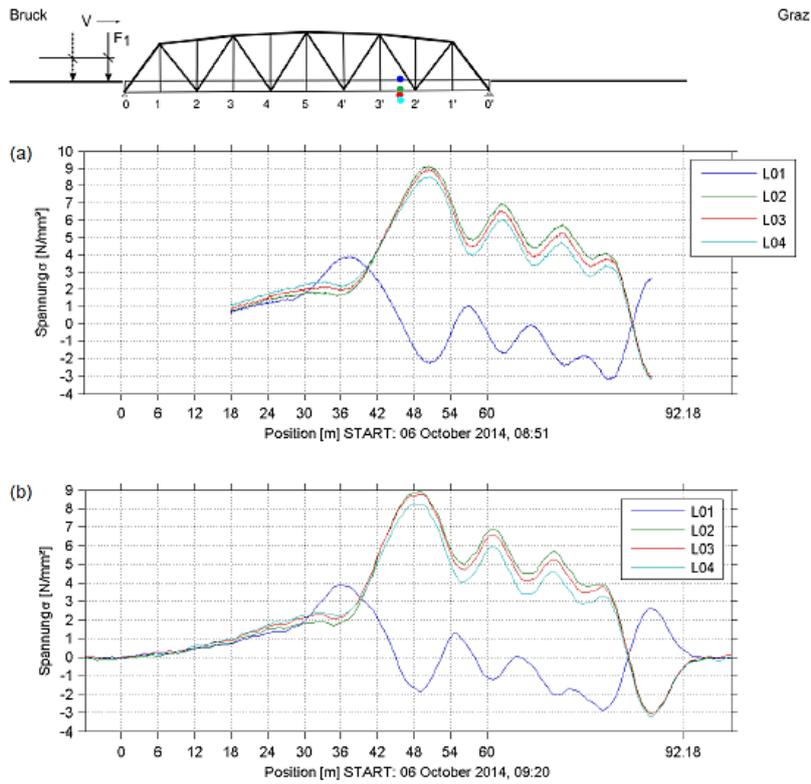


Abb. 62: Gemessener Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt Lges am Längsträger (L01 am Obergurt bzw. L03 am Untergurt Mitte) bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 1 mit, a) 5 km/h und, b) 60 km/h

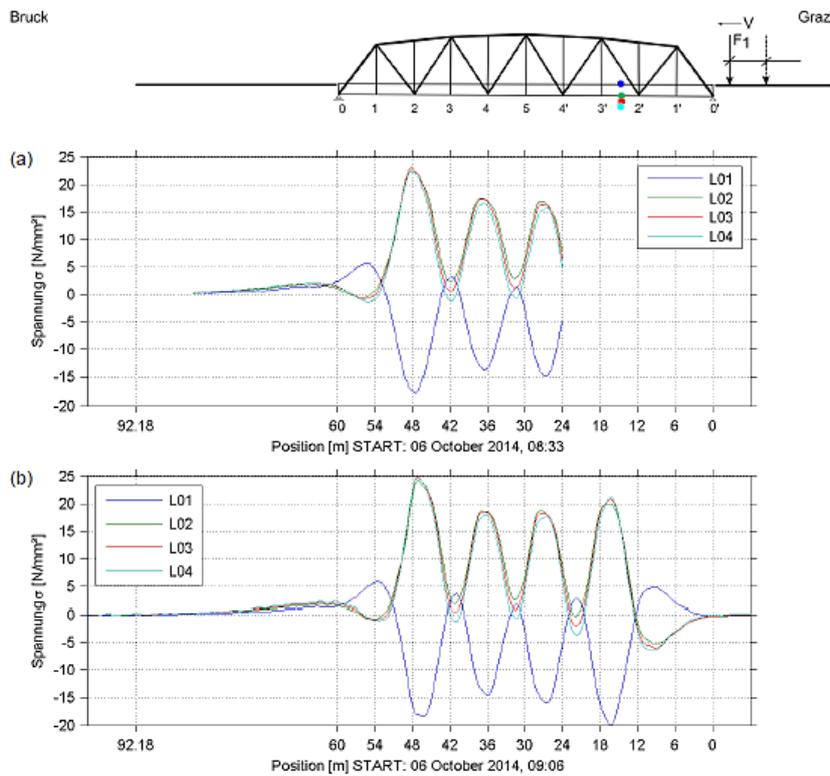


Abb. 63: Gemessener Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt Lges am Längsträger (L01 am Obergurt bzw. L03 am Untergurt Mitte) bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 2 mit, a) 5 km/h und, b) 60 km/h

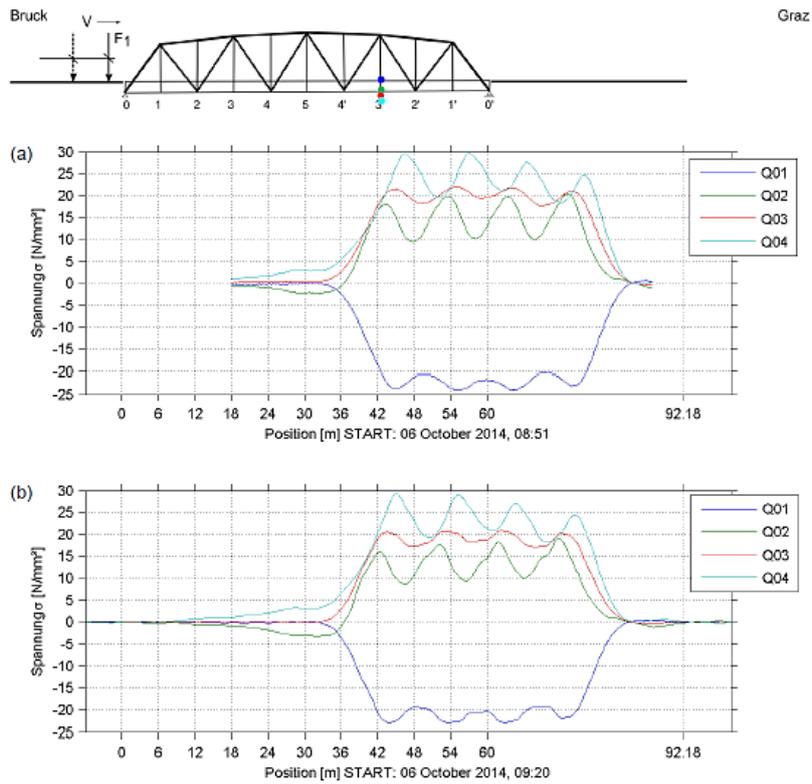


Abb. 64: Gemessener Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt Qges am Querträger (Q01 am Obergurt bzw. Q03 am Untergurt Mitte) bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 1 mit, a) 5 km/h und, b) 60 km/h

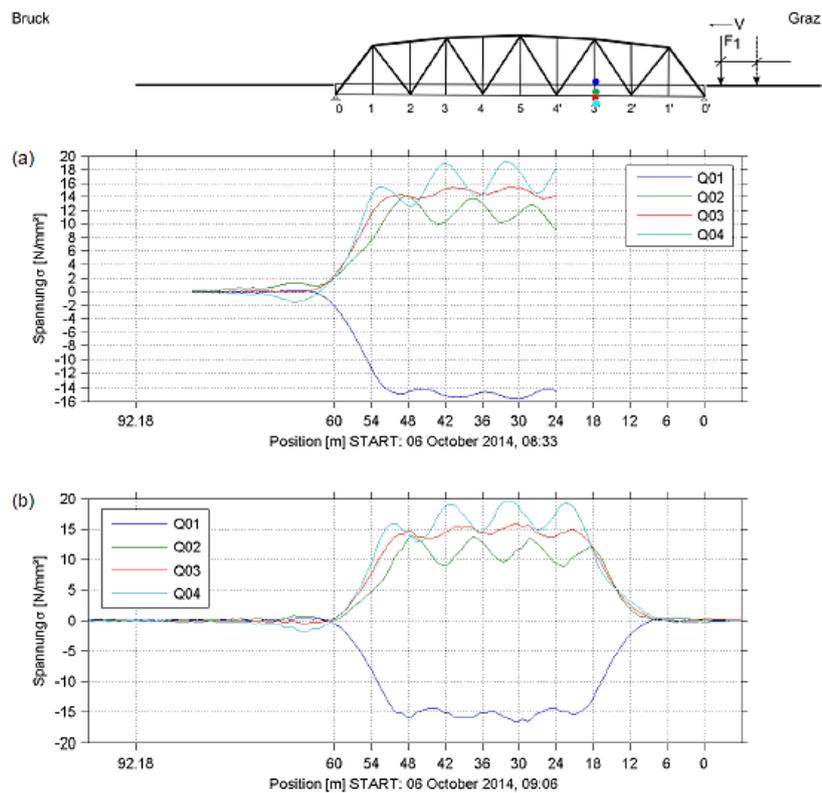


Abb. 65: Gemessener Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt Qges am Querträger (Q01 am Obergurt bzw. Q03 am Untergurt Mitte) bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 2 mit, a) 5 km/h und, b) 60 km/h

4.2.5 Resultierende Messkollektive der Betriebsbeanspruchung

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Gesamtkollektive für vergleichbare Querschnitte am Brückentragwerk, auf Basis der ausgewerteten Messdaten. Vergleichbar bedeutet in diesem Zusammenhang, sich feldweise wiederholende Messstellen. Zum Beispiel können die Messstellen Q06 (Achse 1'), Q08 (Achse 3'), Q10 (Achse 3) und Q12 (Achse 1) am Querträger, durch die idente Position der DMS, unmittelbar verglichen werden. Sie alle sind 330mm von LTa am Gleis 2 entfernt (vgl. Abb. 52). Die gleiche Vorgehensweise erfolgt für die Messquerschnitte jeweils am äußeren (L06, L10 und L03) und am inneren (L08, L12) Längsträger. Des Weiteren können die Messstellen H1 und H2 am zweigeteilten Untergurt des äußeren Hauptträgers (H1 am äußeren, H2 am inneren Gurt) gegenübergestellt werden. Beim Messquerschnitt Lges am doppelsymmetrischen Längsträger kann, durch die Darstellung der Messkollektive an Ober- und Untergurt, der Normalkraft- und Schienenmitwirkungseinfluss gezeigt werden. Bei den vergleichenden Kollektiven bedeutet Gesamtkollektiv, dass sowohl Zugsüberfahrten auf Gleis 1 und auf Gleis 2, sowie die im tatsächlichen Betrieb während des Messzeitraumes aufgetretenen Zugsbegegnungen (Gleis 1+2) miterfasst sind. Innerhalb der 4 Wochen verkehrten im Streckenabschnitt 2 495 Züge mit 1 510 294 to Gesamttonnage auf Gleis 1 und 2 630 Züge mit 1 585 300 to auf Gleis 2 (Anm.: Diese Tonnagen basieren auf den mitgeteilten Sollgewichten der gefahrenen Züge seitens der ÖBB).

Anzumerken ist, dass diese Gesamtkollektive sowohl die dynamische Wirkung als auch die Zentrifugalkraftwirkung, für die vorhandene Streckengeschwindigkeit von $v = 60 \text{ km/h}$, beinhalten.

- Gesamtkollektive $\Delta\sigma$ der Hauptträger-Untergurte am äußeren Hauptträger:

Abb. 66 zeigt die Gesamtkollektive der Messstellen H01 und H02 des zweigeteilten Untergurtes des äußeren Hauptträgers der Kugelsteinbrücke. Hierbei befindet sich der Messpunkt H01 am äußeren und H02 am inneren Gurt (vgl. Abb. 45).

Etwas überraschend zeigen sich Unterschiede zwischen den beiden Kollektiven der beiden Untergurte des gleichen Hauptträgers. Dies rührt auch davon, dass der Horizontalverband im Brückentragwerk zur Aufnahme der Zentrifugalkraftwirkung am inneren Gurt (H02) des Hauptträger-Untergurtes angeschlossen ist. Durch diese lokale

Krafteinleitung an den Fachwerkknoten können die um etwa 9% höheren maximalen Spannungen im inneren Gurt H02 von rund 57,5 N/mm² im Vergleich zu 52,5 N/mm² in H01 erklärt werden.

- Gesamtkollektive $\Delta\sigma$ von Obergurt und Untergurt des Längsträgers:

In Abb. 67 sind die gemessenen Gesamtkollektive des Messquerschnittes Lges (doppelsymmetrischer Querschnitt, vgl. Abb. 48) an der Oberkante der Obergurtmitte (L01) und der Unterkante der Untergurtmitte (L03) gegenübergestellt.

Beim Messquerschnitt Lges am doppelsymmetrischen Längsträger kann durch die Darstellung der Messkollektive an Ober- und Untergurt der Normalkraft- und Schienenmitwirkungseinfluss festgestellt werden – die Normalspannungsspiele $\Delta\sigma$ am Obergurt (L01 in blau) sind niedriger als jene am Untergurt (L03 in rot).

- Gesamtkollektive $\Delta\sigma$ der bogenäußeren Längsträger-Untergurte:

In Abb. 68 werden die Kollektive der Messpunkte L06, L10 und L03 am äußeren Längsträger des Gleises 2 miteinander verglichen. Diese Messpunkte liegen in den Feldern zwischen den Achsen 1'-2' (L06), 3'-4' (L10) und 2'-3' (L03 von Lges) an der immer gleichen Position im jeweiligen Feld – vgl. Abb. 44 und Abb. 48 – und können somit unmittelbar gegenübergestellt werden (die Messstellen sind alle am gleichen Punkt des Längsträgers, bezogen auf die benachbarten Querträger positioniert, jedoch in unterschiedlichen Feldern).

- Gesamtkollektive $\Delta\sigma$ der bogeninneren Längsträger-Untergurte:

In Abb. 69 werden die Kollektive der Messpunkte L08 und L12 am inneren Längsträger des Gleises 2 miteinander verglichen. Diese Messstellen liegen jeweils 550 mm entfernt von der Feldmitte in unterschiedlichen Feldern der Achsen 1'-2' (L08) und 3'-4' (L12) – vgl. Abb. 44 und Abb. 48 – und können somit unmittelbar miteinander verglichen werden. Auch diese Messpunkte sind alle am gleichen Punkt positioniert – ident wie beim bogenaußenseitigen Längsträger, jedoch wieder in verschiedenen Feldern. Auf den ersten Blick überraschend sind die höheren Spannungsspiele am bogeninneren Längsträger im Vergleich zum bogenäußeren Längsträger. Der Grund dafür ist die

durch die Gleisüberhöhung bedingte größere Bauhöhe des bogenäußeren Längsträgers (vgl. Abb. 52), die zu geringeren Normalspannungen bei Biegebeanspruchung führt.

- **Gesamtkollektiv $\Delta\sigma$ der Querträger-Untergurte:**

Des Weiteren können die Messstellen der Querträger Q06 (Messpunkt am Querträger der Achse 1'), Q08 (Achse 3'), Q10 (Achse 3) und Q12 (Achse 1) – vgl. Abb. 44 – am Querträger durch ihre idente Position – 330mm entfernt vom Steg des äußeren Längsträgers von Gleis 2, Richtung Querträgermitte (vgl. Abb. 52) – unmittelbar gegenübergestellt werden, wie Abb. 70 zeigt.

Durch die Symmetrie der Eisenbahnbrücke um die Achse 5 in Brückenmitte (vgl. Abb. 44) wäre für die Querträger-Messpunkte Q06 und Q12 (in Achse 1 bzw. 1') ein identes Spannungskollektiv zu erwarten. Auch die Messstellen Q08 und Q10 sind symmetrisch um die Brückenachse 5, wodurch ein gleiches Belastungskollektiv in diesen Punkten zu erwarten wäre. In beiden Fällen sind jedoch die gemessenen Unterschiede, wie Abb. 70 zeigt, jedoch sehr gering.

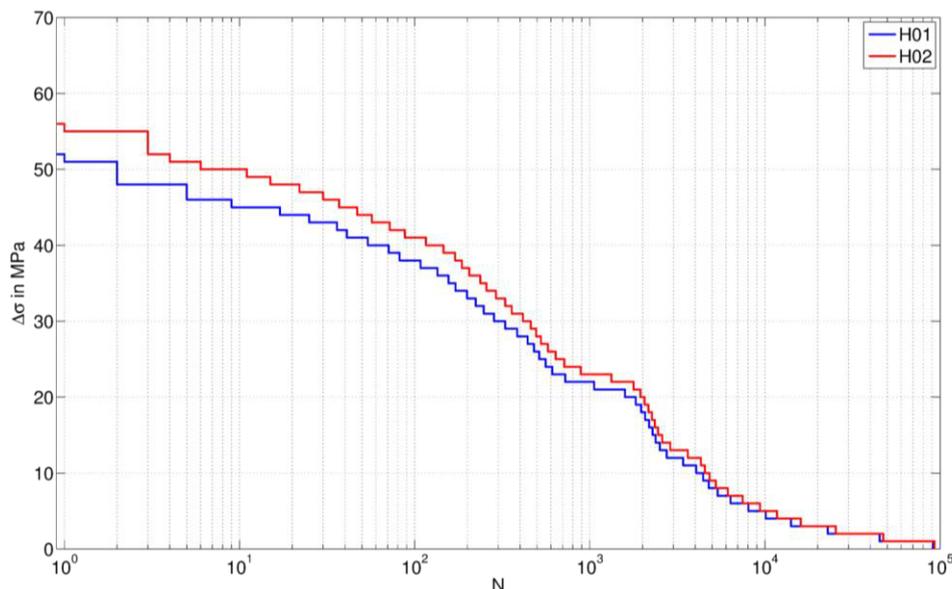


Abb. 66: Gegenüberstellung der Gesamtkollektive (Messdaten) vom Messpunkt Hauptträger-Untergurt H01 und H02

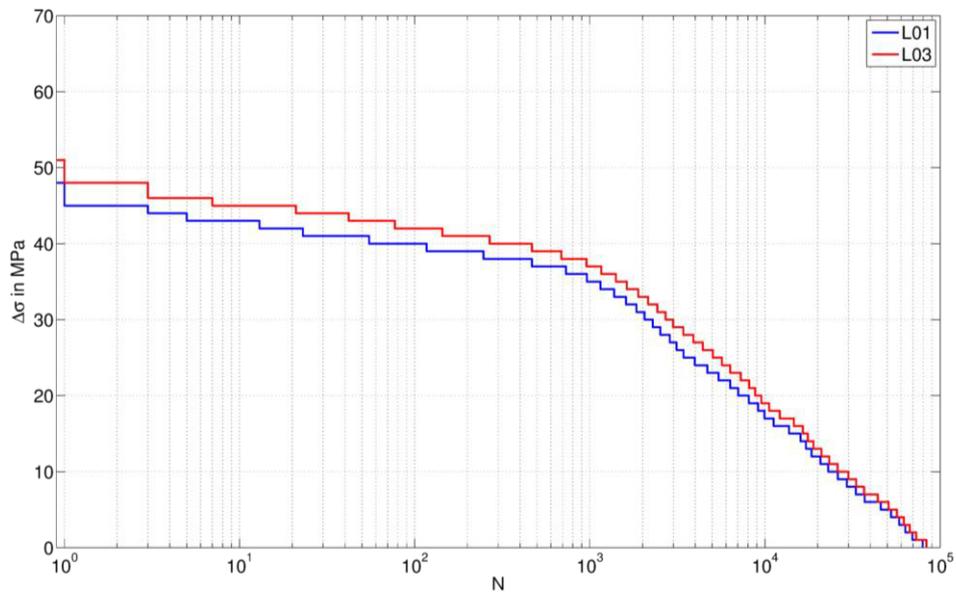


Abb. 67: Gegenüberstellung der Gesamtkollektive (Messdaten) im Messpunkt Längsträger Lges – L01 (Obergurt) und L03 (Untergurt)

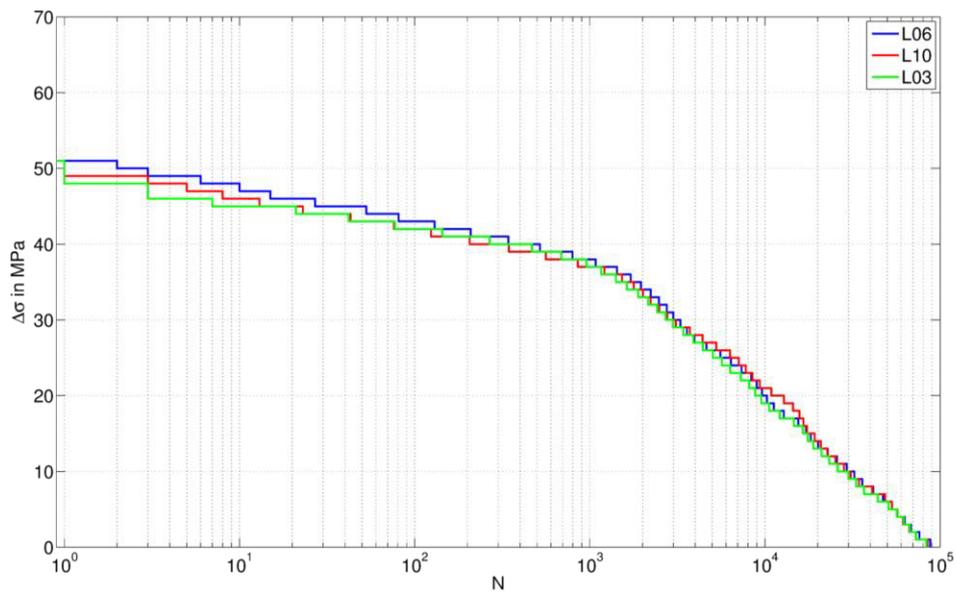


Abb. 68: Gegenüberstellung der Gesamtkollektive (Messdaten) der Längsträger Untergurte in den Messpunkten L06, L10 und L03

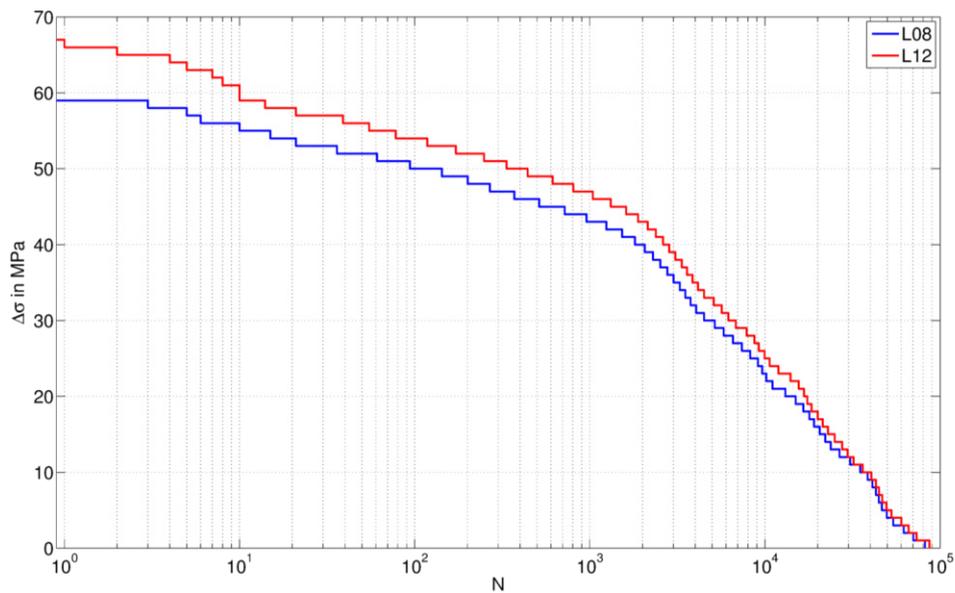


Abb. 69: Gegenüberstellung der Gesamtkollektive (Messdaten) der Längsträger-Untergurte in den Messpunkten L08 und L12

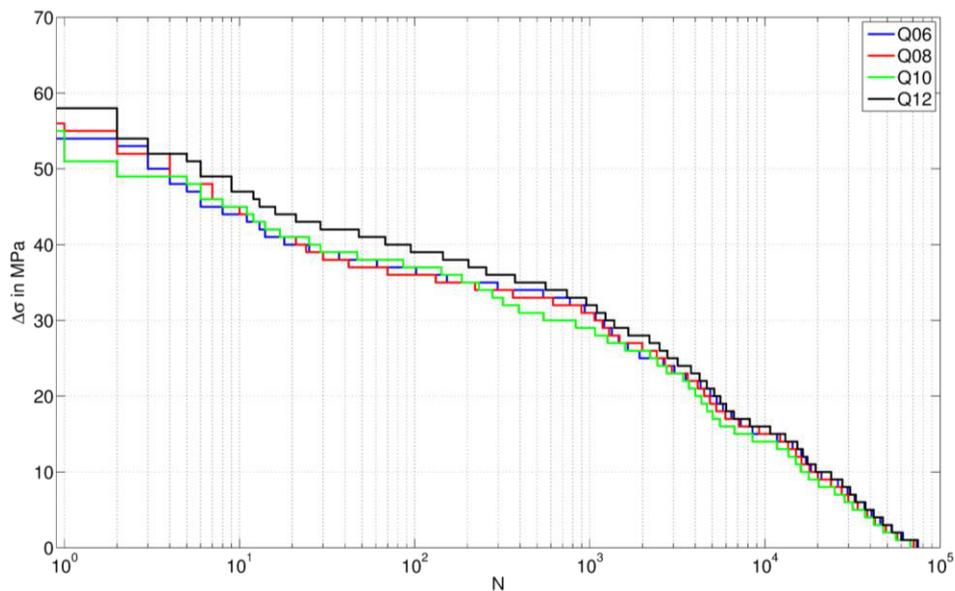


Abb. 70: Gegenüberstellung der Gesamtkollektive (Messdaten) der Querträger-Untergurte in den Messpunkten Q06, Q08, Q10 und Q12

4.3 Simulation der Betriebszugsüberfahrten mit dem zutreffenden Lastmodell des Eurocodes

In diesem Abschnitt wird die erweiterte numerische Berechnung der Betriebsbeanspruchung nach Eurocode, am Beispiel der betrachteten Eisenbahnbrücke, gezeigt. Die Vorgehensweise mit der verwendeten Betriebszugmischung nach EN 1991-2 [8] dient

auch als Basis für die Betriebsfaktoren λ , die bei den Ermüdungsnachweisen von Stahlbrücken nach EN 1993-2 [9] und EN 1993-1-9 [6] Verwendung finden. Die Berechnungen der Betriebszugüberfahrten in diesem Abschnitt, als Basis für die Kollektivermittlung, wurde von meinem Kollegen DI Kamplleitner durchgeführt und die Ergebnisse sind aus [1] Anhang A entnommen.

4.3.1 Betriebszugsmischung

Der numerischen Simulation liegt die Betriebszugmischung nach Eurocode EN 1991-2 [8] (acht Zugstypen) zugrunde, mit Beschränkung auf eine maximale Achslast von 225 kN.

Tab. 2: Betriebszugsmischung nach EN 1991-2 [8], Tab. D1

Zugstyp	Zugszahl pro Tag	Zugsgewicht [to]	tägliches Gesamtgewicht [to / Tag]
1	12	663	7.956
2	12	530	6.360
3	5	940	4.700
4	5	510	2.550
5	7	2.160	15.120
6	12	1.431	17.172
7	8	1.035	8.280
8	6	1.035	6.210
	67 Züge / Tag		68.348 to / Tag

Tab. 2 zeigt die Anzahl der einzelnen Zugstypen aus [8] (Typ 1 bis 8) je Kalendertag, die auf ein volles Jahr hochgerechnet auf eine Streckenbelastung von $68.348 \cdot 365 = 24,95$ Mio. Tonnen führt. Auf beiden Gleisen wurde von derselben Betriebszugsmischung ausgegangen. Zugsbegegnungen am Tragwerk wurden in der Simulation ausgeschlossen.

4.3.2 Statisches Modell zur Simulation der Betriebszugsüberfahrten

Die Modellierung der Brücke erfolgte mit dem Stabwerksprogramm RSTAB der Firma Dlubal als räumliches Stabtragwerk, mit allen Bauteilen und Verbandsstäben. Bei der Modellierung wurden sämtliche Exzentrizitäten berücksichtigt, um die Überfahrt der

Betriebszüge möglichst realitätsnah zu erfassen. Die Querschnitte der Brücke wurden mit dem Programm DUENQ der Firma Dlubal modelliert und automatisch in das Statik-Programm importiert. Für die Ermittlung der Stabsteifigkeiten wurden die Brutto-Querschnitte verwendet. Sämtliche Knoten (mit Ausnahme der Fachwerkstäbe des Schlingerverbands zwischen den Längsträgern und des unteren Verbands) wurden als biegesteife Knoten modelliert. Die Anzahl und Anordnung der Niete in den Verbindungen der einzelnen Elemente legitimieren diese Vorgehensweise.

Abb. 71 und Abb. 72 zeigen Grundriss, Ansicht und die Gesamtdarstellung des generierten räumlichen Tragmodells der Brücke.

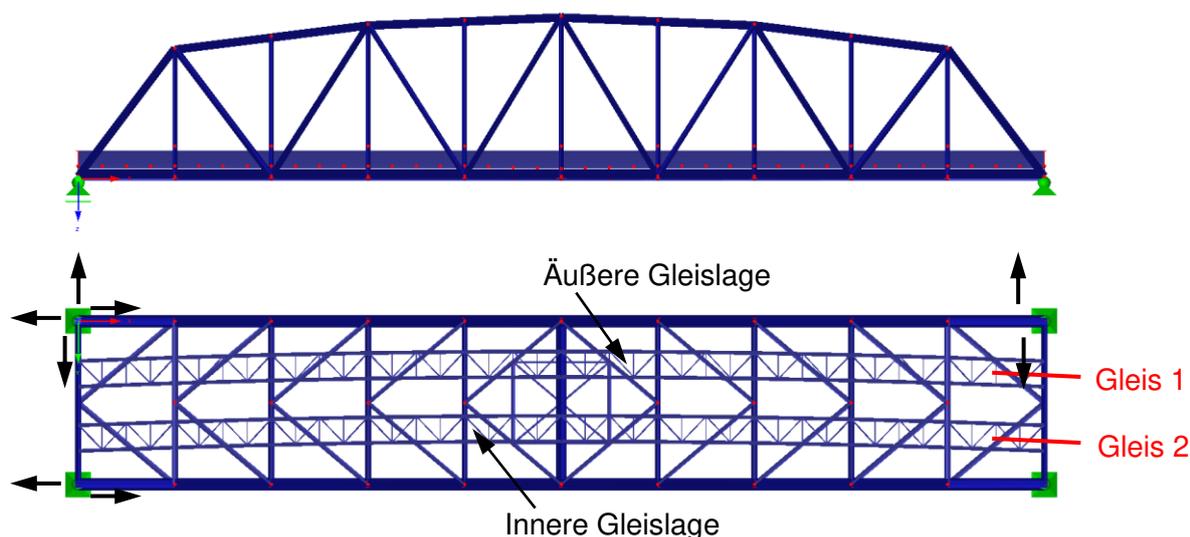


Abb. 71: Ansicht und Grundriss des Brückenmodells

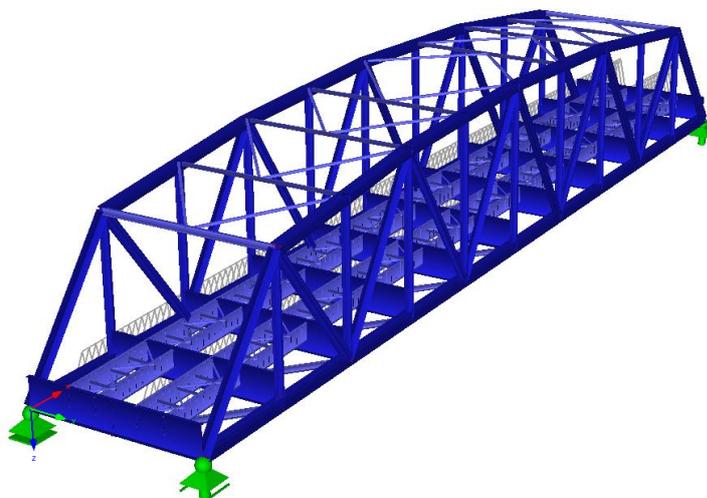


Abb. 72: 3D-Ansicht des Brückenmodells

In der Grundrissdarstellung in Abb. 71 ist deutlich der Krümmungsradius ($R=750m$) der Schwellenträger (Längsträger) zu erkennen. Das Brückentragwerk mit seinen Hauptfachwerkträgern ist gerade ausgebildet. Die vertikale Lagerung des Tragwerks erfolgte an den vier Lagerpunkten im Bereich der Endquerträger. Die horizontale Lagerung wurde zwängungsfrei eingegeben, siehe Abb. 72 (Pfeile in Abb. 71 deuten an, welche horizontalen Verformungen ungehindert möglich sind).

Die Hauptträgerfachwerke und die Querträger sind in St 52 – dies entspricht nach heutiger Bezeichnung einem Stahl S355 (Material Nr. 2 in Tab. 3) ausgeführt, die Schwellenträger und sämtliche Verbände in St 37 – dies entspricht heute einem S235 (Material Nr. 1). Für die durchgeführte rein elastische Berechnung hat dies jedoch keine Auswirkung auf die Ergebnisse.

Tab. 3: Verwendete Materialien

Material Nr.	Material-Bezeichnung	Elastizitätsmodul E [kN/cm ²]	Schubmodul G [kN/cm ²]	Spez. Gewicht γ [kN/m ³]
1	Baustahl S 235 DIN 18800:1990-11	21000,00	8100,00	78,50
2	Baustahl S 355 DIN 18800:1990-11	21000,00	8100,00	78,50

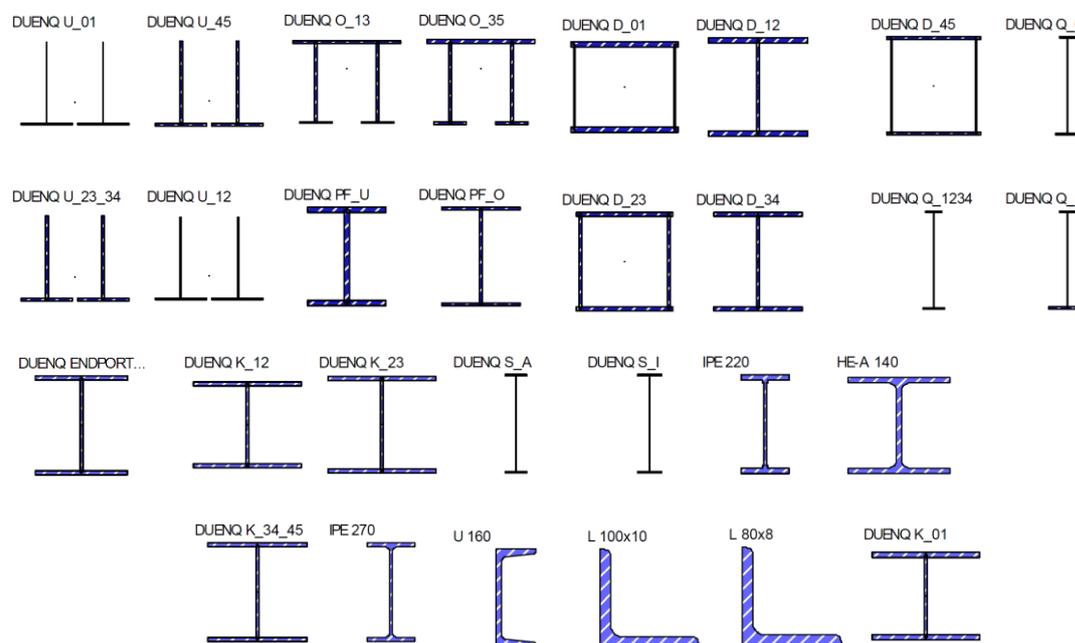


Abb. 73: Modellierter Querschnitte (y -Achse ist horizontale QS-Achse, ausgenommen bei Winkelquerschnitten)

Abb. 73 und Tab. 4 zeigen die für die Modellierung verwendeten Brutto-Querschnitte und deren für die Berechnung relevanten Querschnittswerte. Die Querschnitte (QS) 1 bis 12 stellen die Stäbe des Hauptträgerfachwerks dar (U = Untergurt, O = Obergurt,

PF = Pfosten, D = Diagonalen), die QS 14 bis 16 die Querträger, die QS 17 und 18 die Schwellenträger (Längsträger), die QS 19 bis 21 die Schlingerverbandsstäbe, die QS 22 bis 25 die Diagonalen des unteren Verbandes, der QS 26 die Stäbe des Bremsverbandes und die QS 27 bis 29 die Stäbe des oberen Verbandes. Ergänzend wurden auch die Schienenprofile UIC 54 (QS 30) selbst modelliert. Da diese primär für vertikale Verkehrslasten als „Überspannung“ der Längsträger wirken, wurden diese statisch gleichwertig in die Achse des jeweiligen Längsträgers verschoben und mit diesen in den Schwellenachsen starr gekoppelt. Es erfolgten auch Berechnungen ohne Schienenmitwirkung, in dem die Fläche $A = 0$ gesetzt wurde.

Tab. 4: Brutto-Querschnittswerte der modellierten Querschnitte

Quersch. Nr.	Querschnitts- Bezeichnung	Material Nr.	Trägheitsmomente [cm ⁴]			Querschnittsflächen [cm ²]		
			Torsion I _T	Biegung I _y	Biegung I _z	Axial A	Schub A _y	Schub A _z
1	DUENQ_U_01	2	52,80	69919,82	9291,50	177,40	67,91	80,79
2	DUENQ_U_45	2	562,80	159760,04	20319,52	393,60	148,91	183,55
3	DUENQ_U_23_34	2	418,28	142876,09	18613,73	354,80	136,31	162,91
4	DUENQ_U_12	2	93,22	86174,01	10984,82	216,20	80,32	101,13
5	DUENQ_U_13	2	236,58	118777,60	111080,14	286,00	56,93	105,64
6	DUENQ_O_35	2	505,91	150938,10	141603,86	364,80	74,51	135,14
7	DUENQ_PF_U	2	202,43	44160,53	9011,61	174,40	100,31	52,69
8	DUENQ_PF_O	2	25,89	23650,40	4501,54	88,80	50,04	27,21
9	DUENQ_D_01	2	122744,71	111791,17	94060,67	326,00	196,99	72,45
10	DUENQ_D_12	2	229,44	72515,46	26503,96	202,40	143,36	30,03
11	DUENQ_D_23	2	55747,98	50800,64	35521,03	172,80	83,49	56,37
12	DUENQ_D_34	2	66,83	34804,69	9172,43	123,36	79,37	27,17
13	DUENQ_D_45	2	37299,34	30868,80	23271,17	129,60	53,69	52,03
14	DUENQ_Q_0	2	305,60	1573617,94	17379,40	340,42	118,50	183,77
15	DUENQ_Q_1234	2	333,08	1577118,23	15718,26	341,20	122,94	183,80
16	DUENQ_Q_5	2	499,03	1942326,50	70025,51	417,00	159,76	181,84
17	DUENQ_S_A	1	62,51	264740,71	2773,63	163,60	48,32	102,53
18	DUENQ_S_I	1	57,18	180528,05	2772,30	147,60	48,28	87,35
19	U 160	1	7,39	925,00	85,30	24,00	6,51	10,22
20	L 100x10	1	6,52	280,00	73,30	19,20	8,14	7,91
21	L 80x8	1	2,67	115,00	29,60	12,30	5,20	5,06
22	DUENQ_K_01	1	65,09	17644,88	9172,00	115,20	79,36	19,03
23	DUENQ_K_12	1	42,77	15054,83	7861,87	101,60	68,02	18,60
24	DUENQ_K_23	1	24,02	11186,66	4501,07	80,00	50,03	18,40
25	DUENQ_K_34_45	1	22,02	10172,16	3281,57	74,00	45,04	18,64
26	IPE 270	1	16,00	5790,00	420,00	45,90	23,02	16,56
27	IPE 220	1	9,10	2770,00	205,00	33,40	16,93	11,98
28	HE-A 140	1	8,16	1030,00	389,00	31,40	19,84	6,25
29	DUENQ_ENDPORTALRIEGEL	1	24,87	16220,00	4501,28	84,00	50,03	22,40
30	SCHIENENTRÄGER UIC 54			2346,00		69,42		

Die Lasteinleitung erfolgte über eine geeignete „Hilfskonstruktion“ aus gewichtslosen Stäben, die sowohl die vorhandene Überhöhung als auch den normenmäßig definier-

ten Lasteinleitungspunkt 1,80 m über Schienenoberkante korrekt abbildet. Dies ist notwendig, um die Zentrifugalkraftwirkung korrekt im Sinne der Belastungsnorm EN 1991-2 [8] wiederzugeben. Die in Abb. 74 dargestellten Lasteinleitungsträger zur Aufbringung der Gleislast wurden über starre „T-Böcke“, im Abstand der Schwellen (ca. alle 60 cm), mit dem Schienenprofil UIC 54 gekoppelt. Die beiden Lasteinleitungsträger weisen eine sehr geringe Dehn- und Biegesteifigkeit auf, sodass diese keine ungewollte Mitwirkung an der Lastabtragung der Brücke bewirken. Die Definition der beiden Lasteinleitungsträger ist deshalb erforderlich, da dann die Überfahrt der Betriebszüge programmunterstützt erfolgen kann. Dies bedeutet, dass der Betriebszug automatisch am Lasteinleitungsträger um ein vorgegebenes Maß von $\Delta x = 60$ cm (Schwellenabstand) vorgeschoben wird und der zugehörige Lastfall programmintern generiert wird.

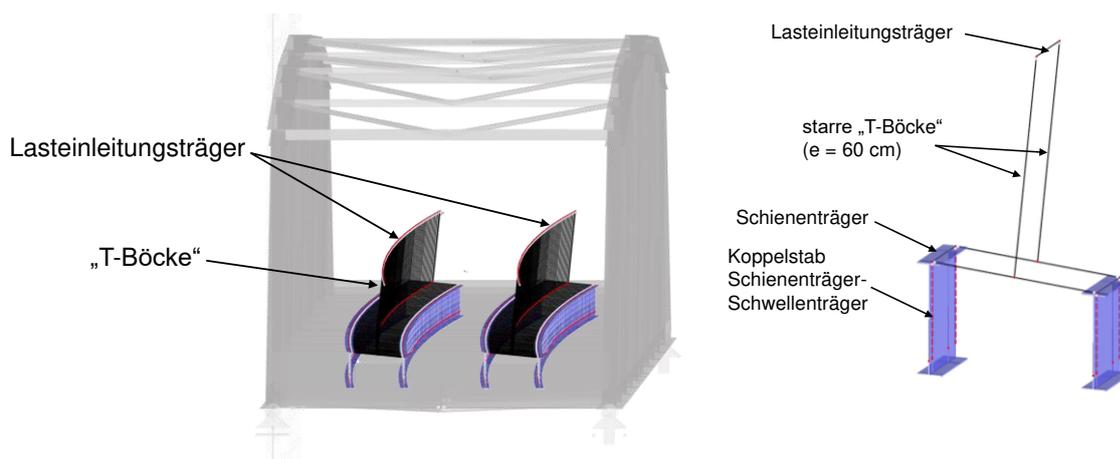


Abb. 74: Lasteinleitung in die Schwellenträger unter Berücksichtigung des Lastangriffspunktes und der Überhöhung (zusätzliche Längsträger und T-Böcke)

4.3.3 Simulation der Betriebszugsüberfahrten

Die Überfahrt der Betriebszüge wurde mit dem Modul „RSBEWEG“ des Programmes RSTAB (Version 8) simuliert. Die Simulation erfolgte ohne Erfassung der dynamischen Wirkung und der Zentrifugalkraft ($v = 0$ km/h). Hierfür wurden die Betriebszüge lt. EN 1991-2 [8] (Typ 1 bis 8) modelliert (das heißt Achslasten und Achsabstände eingegeben) und in dem entsprechenden Schwellenabstand auf der Eisenbahnbrücke (60cm) vorgerückt. Der erste Lastfall ist jener, bei dem die erste Zugsachse das Tragwerk erreicht, beim letzten Lastfall verlässt die letzte Zugsachse die Brücke.

Die Betriebszugsüberfahrt wurde getrennt für Gleis 1 und Gleis 2 durchgeführt. Hierbei wurde auch die Fahrtrichtung berücksichtigt (Gleis 1 ist das Regelgleis Richtung Süden, Gleis 2 jenes Richtung Norden, vgl. Abb. 44). Zugsbegegnungen wurden, aufgrund der geringen Häufigkeit (insgesamt wurden bei den Messungen 92 Zugsbegegnungen festgehalten) und der unbekanntenen Lage der Züge zueinander, nicht berücksichtigt.

Die Simulationsberechnungen erfolgten ohne die Mitwirkung der Schienen (vgl. Abschnitt 4.4.2).

4.3.4 Verifizierung des statischen Modells

Zur Verifizierung des statischen Modells wurden die Taurus Lokomotiv-Überfahrten ebenfalls simuliert und mit den Messergebnissen verglichen. Der Vergleich erfolgte anhand von mehreren Messpunkten am Brückentragwerk (Hauptträger-Untergurt, Hauptträger-Pfosten, Längs- und Querträger). Um den Effekt der Zentrifugalkraft – die Gleislage auf der Brücke ist im Bogen – zu unterdrücken, wird die nachfolgende Gegenüberstellung der Spannungs-Weg-Verläufe mit den Messergebnissen der Taurus-Doppeltraktionsüberfahrten in Schrittgeschwindigkeit (quasi-statisch) dargestellt. Somit ist ein objektiver Vergleich der Messung mit der numerischen Simulation möglich. Aufgrund falscher Speicherungsparameter der eingestellten Vorlaufzeit der Messanlage fehlen bei den Messergebnissen die ersten Sekunden der Zugsüberfahrt.

Nachfolgend werden die Spannungsverläufe der Messung und der numerischen Simulation in Punkt 1 bis 4 gegenübergestellt. Am Ende dieses Abschnittes findet sich eine zusammenfassende Darstellung mit den maximalen Differenzen zwischen Messung und numerischer Simulation.

1. Vergleich am Messpunkt Hauptträger-Untergurt

In Abb. 75 und Abb. 76 werden die Spannungsverläufe für die Messpunkte am Hauptträger-Untergurt (H1, H2 und H3) dargestellt, die sich annähernd in Brückenmitte befinden (vgl. Abb. 44). Die Länge der Einflusslinie entspricht beim Hauptträger-Untergurt der Brückenlänge. Daher ergibt sich hier, bei der Überfahrt der Taurus Lokomotiven, nur ein wesentliches, großes Spannungsspiel $\Delta\sigma$. Dieses Spannungsspiel wird sowohl

durch die Messung als auch durch die numerische Simulation klar abgebildet. Die maximale Spannung der numerischen Simulation liegt in einem Bereich von etwa $\pm 5\%$ im Vergleich zur Messung (vgl. Tab. 5).

Bei den jeweils höchsten gemessenen Spannungsverläufen (H2 in Abb. 75a und H3 in Abb. 76a), lässt sich, durch vier „leichte Wellen“, auch der Einfluss der vier Drehgestelle der beiden Taurus Lokomotiven erkennen. Diese, vergleichsweise sehr geringen, überlagerten Spannungsspiele sind beim Hauptträger-Untergurt jedoch vernachlässigbar. Das Gleis 1 liegt näher bei Messpunkte H1/H2 als bei Messpunkt H3. Dadurch sind, bei der Überfahrt auf Gleis 1 (Abb. 75), auch die gemessenen Spannungen in H1 und H2 höher, als die gemessenen Spannungen in H3.

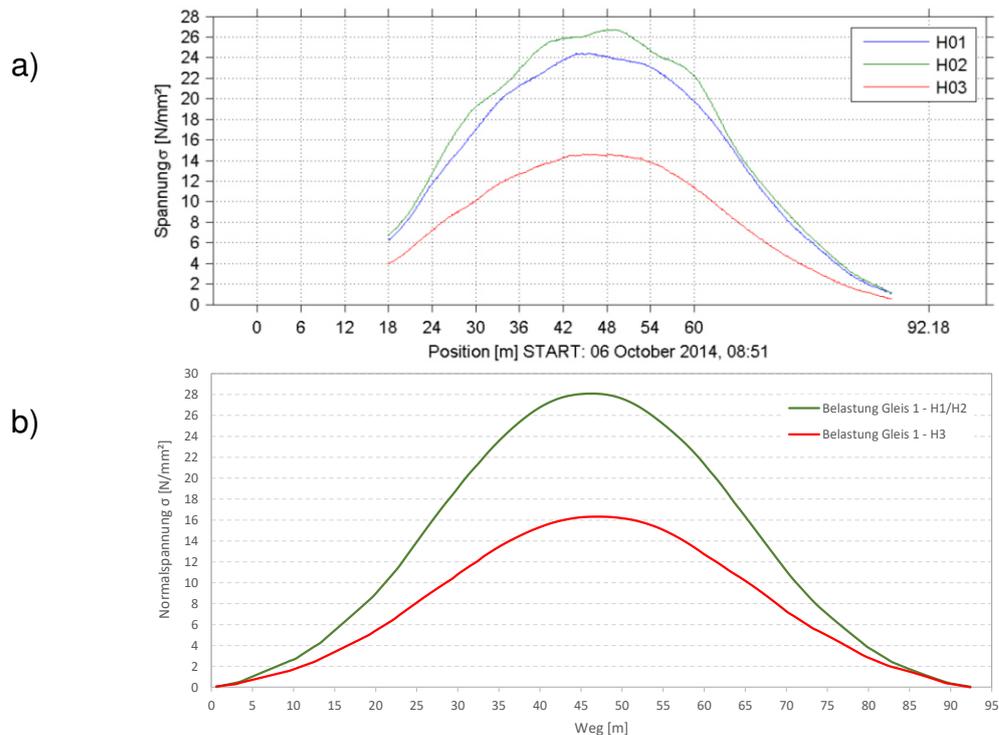


Abb. 75: Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt H1/H2 bzw. H3 am Hauptträger-Untergurt bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 1; a) Messergebnisse und, b) numerischen Simulation

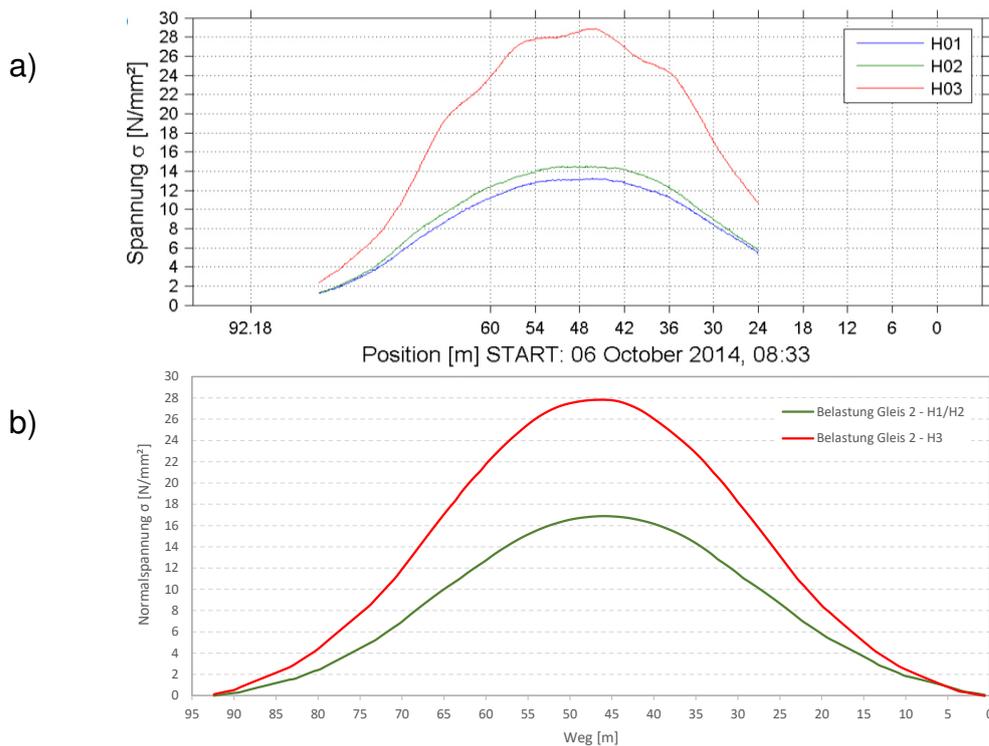


Abb. 76: Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt H1/H2 bzw. H3 am Hauptträger-Untergurt bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 2; a) Messergebnisse und, b) numerischen Simulation

2. Vergleich am Messpunkt Hauptträger-Pfosten

In Abb. 77 und Abb. 78 werden die Spannungsverläufe für die Messpunkte H4 und H5 an den Hauptträger-Pfosten in Brückenmitte dargestellt (vgl. Abb. 44). Die Länge der Einflusslinie für den Hauptträger-Pfosten ist deutlich geringer als für den Hauptträger-Untergurt. Der Einfluss der vier Drehgestelle der beiden Taurus Lokomotiven ist dadurch, beim jeweils höheren Spannungsverlauf, deutlich zu erkennen. Dies gilt sowohl für die Messung als auch für die numerische Simulation, die auch beim Hauptträger-Pfosten in der Lage ist, alle wesentlichen Spannungsspiele zu erfassen.

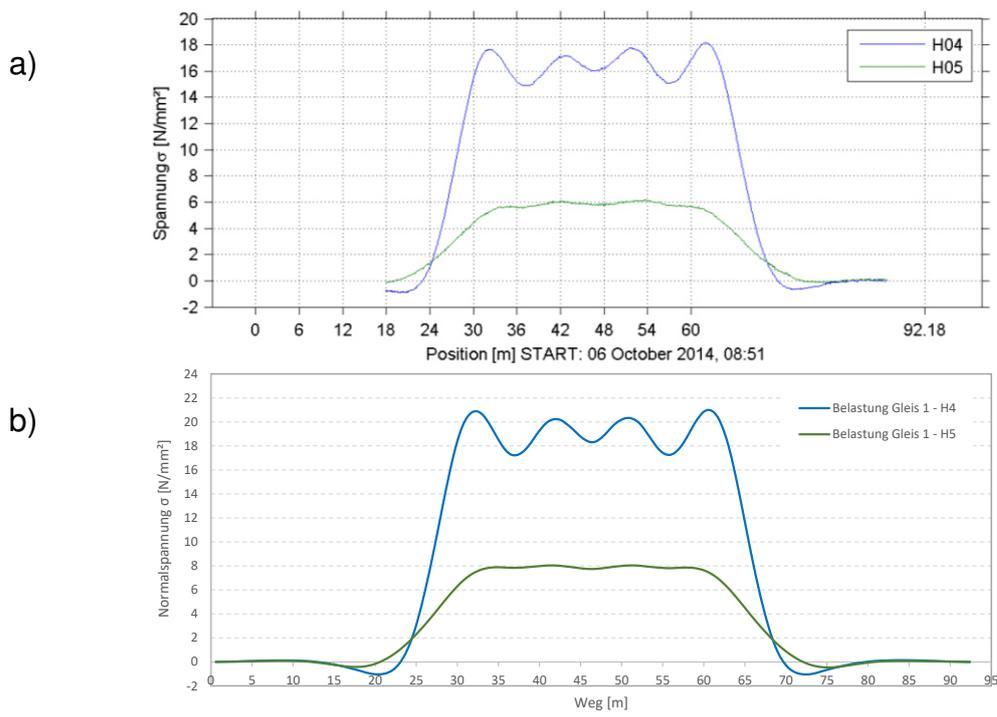


Abb. 77: Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt H4 bzw. H5 am Hauptträger-Pfosten bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 1; a) Messergebnisse und, b) numerischen Simulation

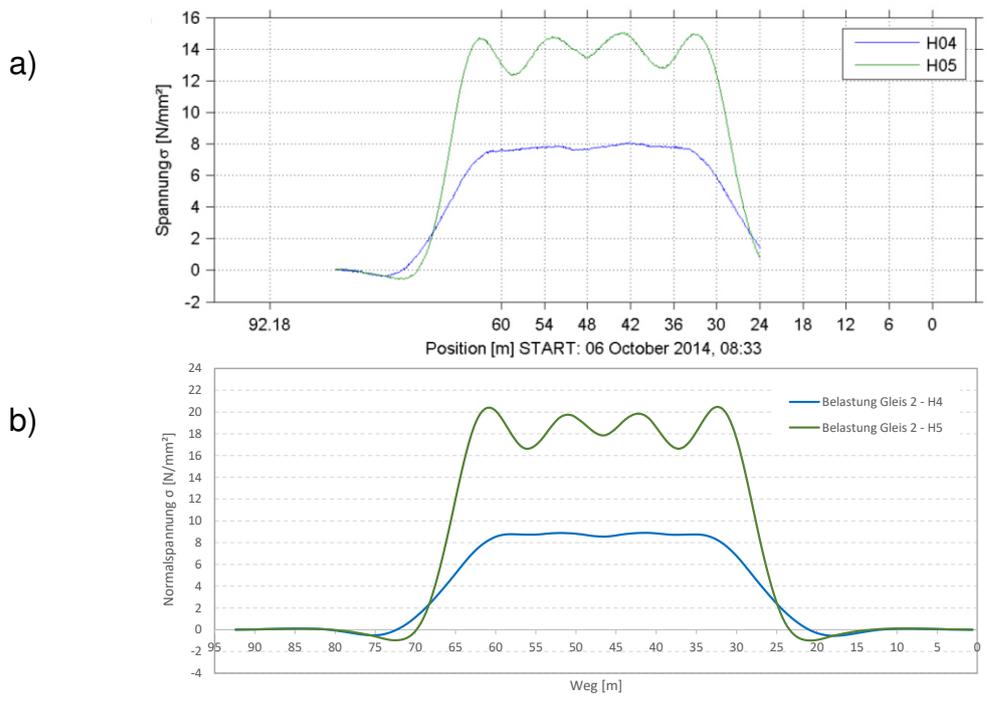


Abb. 78: Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt H4 bzw. H5 am Hauptträger-Pfosten bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 2; a) Messergebnisse und, b) numerischen Simulation

3. Vergleich am Messpunkt Längsträger

In Abb. 79 und Abb. 80 werden die Spannungsverläufe für die Messpunkte L01 bis L04 (Messquerschnitt Lges) am Längsträger dargestellt (vgl. Abb. 44). Da sich der Messquerschnitt Lges direkt unter Gleis 2 befindet, sind die Spannungsspiele in Abb. 80 (Überfahrt auf Gleis 2) auch deutlich höher als in Abb. 79 (Überfahrt auf Gleis 1). In Abb. 79 handelt es sich um die Beanspruchungen des nicht unmittelbar belasteten Längsträgers. Die Abweichungen zwischen Messung und numerischer Berechnung rühren aus der nicht erfassten Schienenmitwirkung sowie aus nicht erfassten Zusatzeffekten am Trägerrost der Fahrbahn (nur St. Venant'sche Torsionssteifigkeiten abgebildet). Dass sich auch Spannungsspiele im Längsträger ergeben, wenn eine Zugüberfahrt über dem benachbarten Längsträger stattfindet, darf bei der Restlebensdauerberechnung nicht unberücksichtigt bleiben.

Die Einflusslinienlänge des Längsträgers ist noch geringer als die des Hauptträgerpfohstens. Beim Längsträger, direkt unter dem befahrenen Gleis (Abb. 80), ergibt jede Drehgestell-Überfahrt ein wesentliches Spannungsspiel. In der numerischen Simulation (Abb. 80b) ist, durch die beiden kleinen Spannungsspitzen pro Drehgestell-Überfahrt, auch der Einfluss der Einzelachsen sichtbar. Die Messung (Abb. 80a) zeigt hier nur die einzelnen Drehgestell-Überfahrten. Die deutlichen Unterschiede zwischen Messung und numerischer Simulation in Abb. 80 (besonders am Obergurt des Längsträgers in Messpunkt L01), rühren aus der nicht erfassten Schienenmitwirkung, erkennbar an den identen Spannungen für Ober- und Untergurt in Abb. 80b. Hierzu sind ergänzend in Abb. 81 auch die Normalkraft-Verläufe bei der Überfahrt gegenübergestellt, wobei in der numerischen Berechnung die beiden Grenzfälle: - ohne und, - volle Schienenmitwirkung ausgewiesen sind.

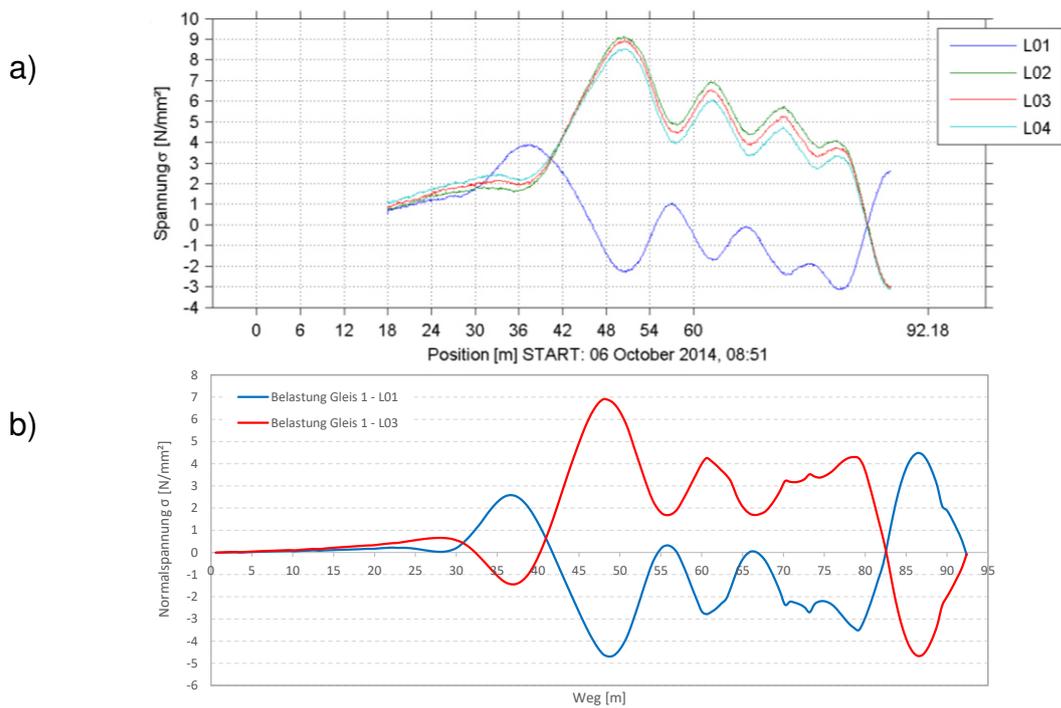


Abb. 79: Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt Lges am Längsträger (L01 am Obergurt bzw. L03 am Untergurt Mitte) bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 1; a) Messergebnisse und, b) numerischen Simulation

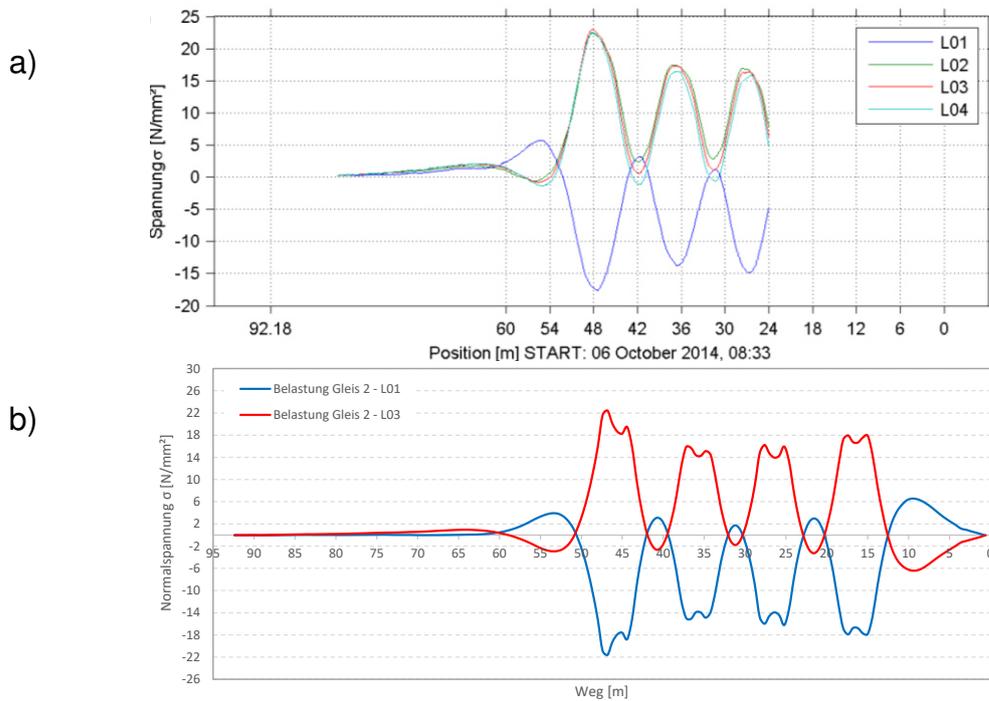


Abb. 80: Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt Lges am Längsträger (L01 am Obergurt bzw. L03 am Untergurt Mitte) bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 2; a) Messergebnisse und, b) numerischen Simulation

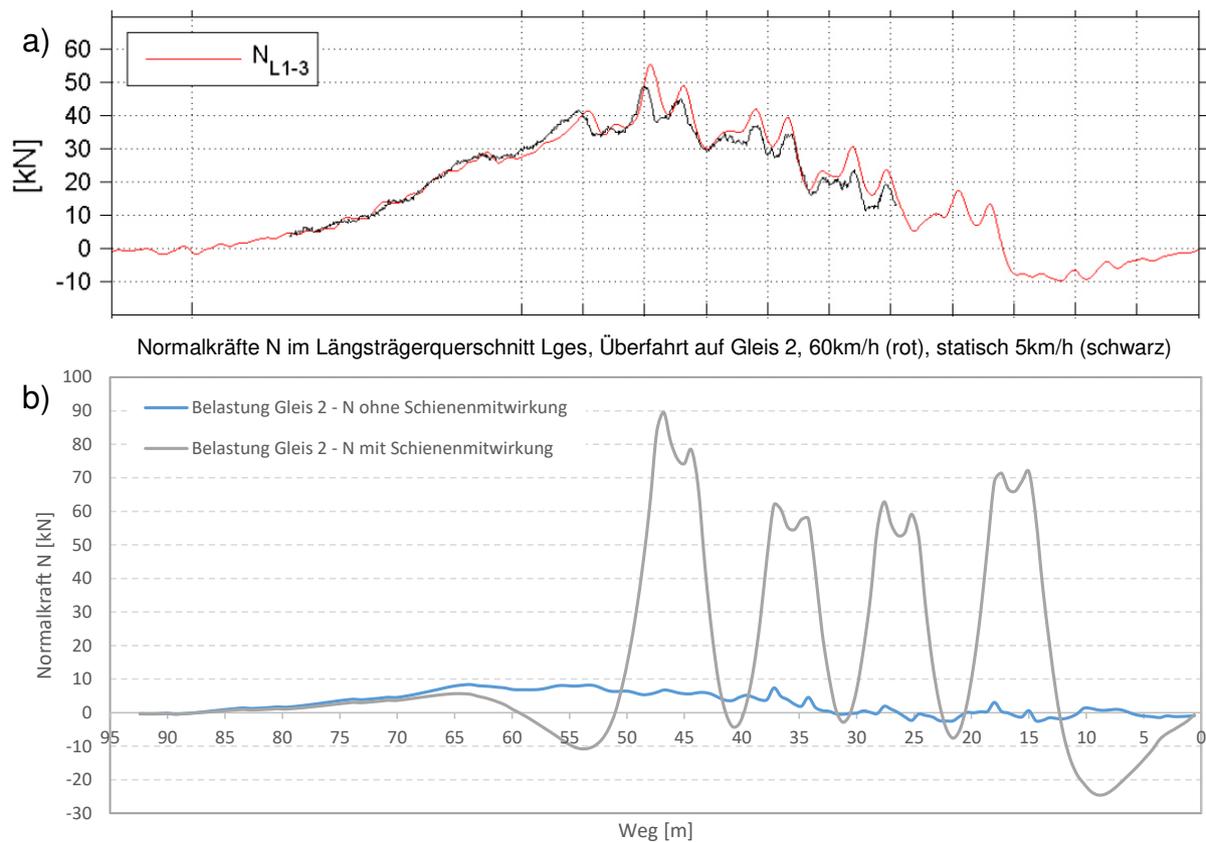


Abb. 81: Normalkraft-Weg-Verlauf im Messpunkt Lges am Längsträger bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 2; a) Messergebnisse und, b) numerischen Simulation

Die Abb. 82 zeigt ergänzend den Vergleich der Spannungen am Ober- und Untergurt, wenn im Berechnungsmodell ohne und mit Schienenmitwirkung gerechnet wird. Die Auswirkungen auf den Untergurt sind wie zu erwarten gering. Für den Obergurt wird jedoch die günstige Mitwirkung der Schiene, gegenüber der Realität (vgl. Abb. 81a, N_{L1-3}), offenbar deutlich überschätzt. Während in der Rechnung die maximale Normalkraft im Längsträgerquerschnitt Lges bei voller Mitwirkung der Schiene 90 kN beträgt, liegt diese Normalkraft in der Realität nur bei rund 48,5 kN (vgl. Abb. 81), für den Vergleich bei einer Überfahrtsgeschwindigkeit von 5 km/h.

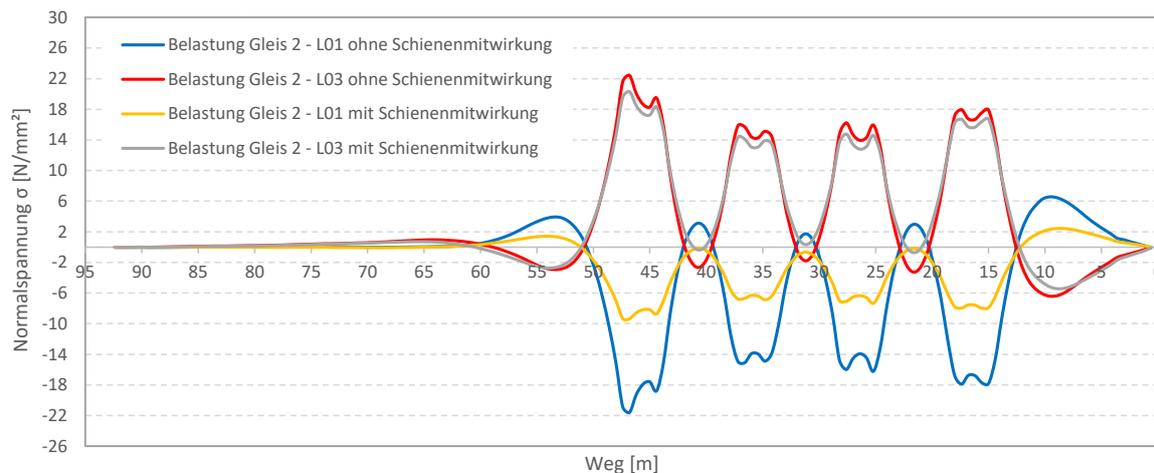


Abb. 82: Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt Lges am Längsträger (L01 am Obergurt bzw. L03 am Untergurt Mitte) bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 2 der numerischen Simulation, mit und ohne Schienenmitwirkung

4. Vergleich am Messpunkt Querträger

In Abb. 83 und Abb. 84 werden die Spannungsverläufe für die Messpunkte Q01 bis Q04 (Messquerschnitt Qges) am Querträger in Achse 3' dargestellt (vgl. Abb. 44). Der Vergleich zwischen Messung und numerischer Simulation zeigt in beiden Abbildungen sehr ähnliche Spannungsverläufe, die resultierenden Spannungen sind in der Simulation jedoch etwa 20 % höher als bei der Messung (vgl. Tab. 5). Bei der Überfahrt auf Gleis 1 (Abb. 83) sind die Spannungen (sowohl bei der Messung als auch bei der Simulation) höher, als bei der Überfahrt auf Gleis 2 (Abb. 84), da der Messquerschnitt Qges näher bei Gleis 1 liegt. Die Länge der Einflusslinie des Querträgers ist praktisch gleich wie die Länge der Einflusslinie des Hauptträger-Pfostens. Bei der Überfahrt der beiden Taurus Lokomotiven ergibt sich, wie beim Hauptträger-Pfosten H04 in Abb. 77 bzw. H05 in Abb. 78, ein großes und vier kleine Spannungsspiele (eines pro Drehgestell). Der Messpunkt Q03 befindet sich in Untergurt-Mitte und zeigt die Nennspannung des Untergurtes. Aus der Differenz von Messpunkt Q02 und Q04, die jeweils an den Rändern des Querträger-Untergurtes angeordnet sind, ist die Torsionsbeanspruchung des Querträgers bei den Drehgestell-Überfahrten ersichtlich.

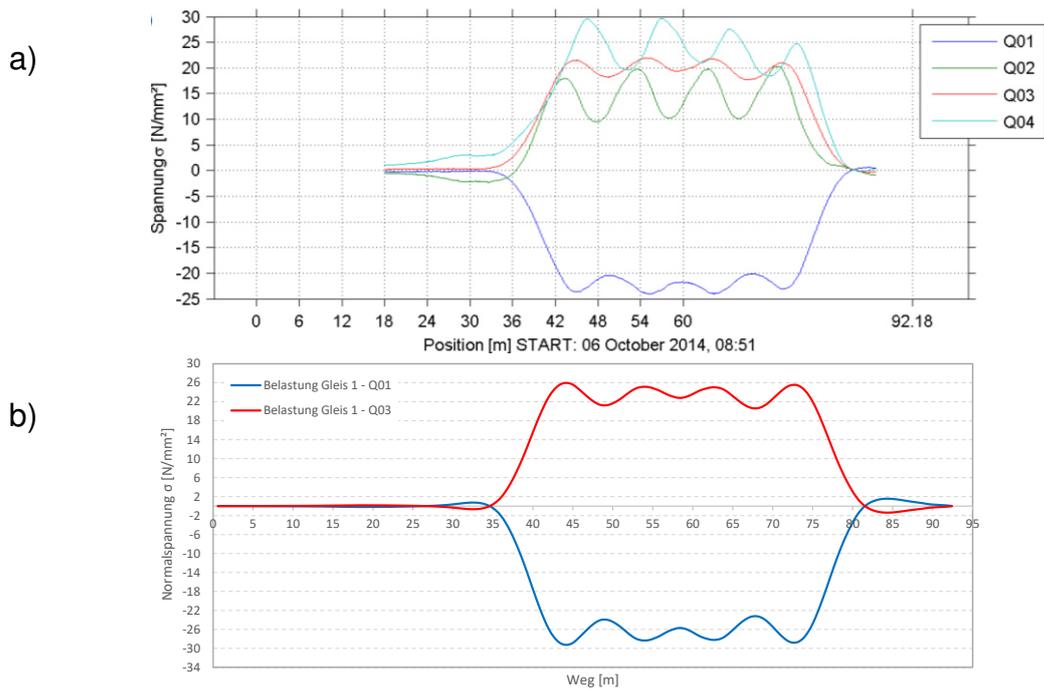


Abb. 83: Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt Qges am Querträger (Q01 am Obergurt, Q03 am Untergurt Mitte) bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 1; a) Messergebnisse und, b) numerischen Simulation

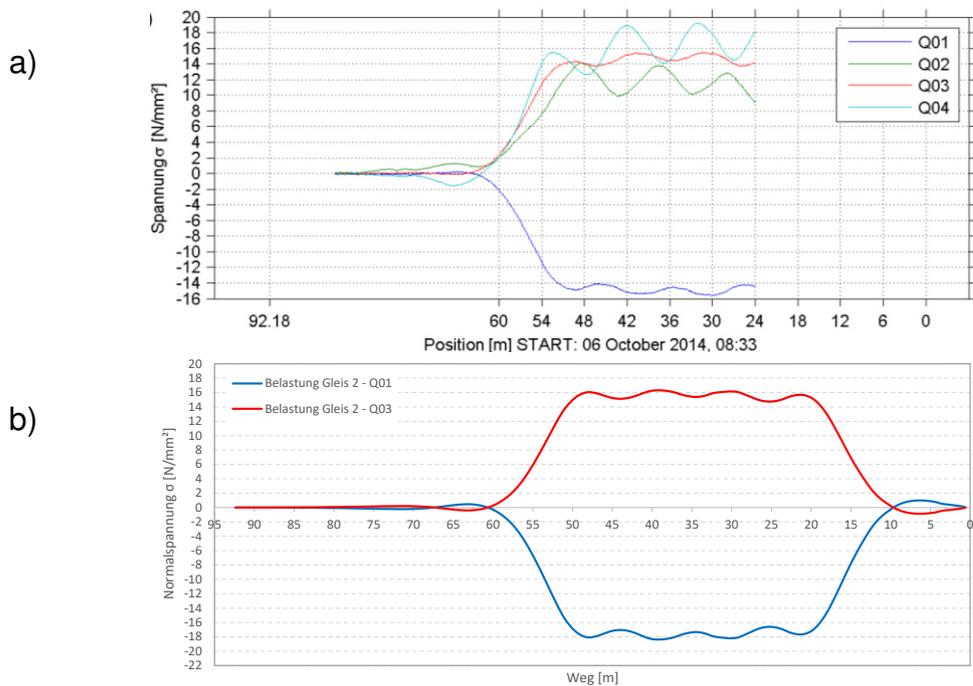


Abb. 84: Spannungs-Weg-Verlauf im Messpunkt Qges am Querträger (Q01 am Obergurt, Q03 am Untergurt Mitte) bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 2; a) Messergebnisse und, b) numerischen Simulation

- Zusammenfassung zu den Beanspruchungen in den Messquerschnitten, maximale Differenzen zwischen Messung und Simulation

Die nachfolgende Tab. 5 zeigt die maximalen Spannungen der Messung und der Simulation der Taurus-Überfahrten in allen Messpunkten (vgl. Abb. 44). Die Ergebnisse rühren aus einer Überfahrtgeschwindigkeit der Taurus-Probebelastung von 5 km/h bzw. nur vertikal modellierten Achslasten der numerischen Simulation.

Tab. 5: Maximale Differenzen der Beanspruchungen zwischen Messung und Simulation

Messquer-schnitt	DMS-Bez.	maximale Spannung σ_x [N/mm ²]		Belastung	Numerische Simulation in [%] vom Messwert
		Messung	numerische Simulation *)		
HTa - UG	H2	26,8	28,1	Gleis 1	104,9%
HTi - UG	H3	29,0	27,8	Gleis 2	95,9%
HTa - PF	H4	18,2	21,0	Gleis 1	115,4%
HTi - PF	H5	15,2	20,3	Gleis 2	133,6%
QT - Qges	Q1 (OG)	-24,3	-29,2	Gleis 1	120,2%
	Q3 (UG)	22	26,0	Gleis 1	118,2%

*) ohne Schienenmitwirkung

LT - Lges		ohne Schienenmitwirkung		mit Schienenmitwirkung		Belastung	ohne Schienenmitwirkung	mit Schienenmitwirkung
		Messung	numerische Simulation *)	Messung	numerische Simulation *)			
LT - Lges	L1 (OG)	-18,1	-21,6	-9,4		Gleis 2	119,3%	51,9%
	L3 (UG)	23,2	22,4	20,3		Gleis 2	96,6%	87,5%

Abgesehen vom Untergurt beim inneren HT, werden die Spannungen in der numerischen Berechnung immer überschätzt. Die Treffsicherheit beim HT-Untergurt ist als gut anzusehen. Die deutliche Überschätzung beim HT-Pfostenquerschnitt (+15 % bzw. +34 %) ist erklärbar durch die überlagerte „Störung“ des Nennspannungsfeldes wegen des benachbarten Gurtdickensprunges (vgl. Abb. 46). Die im Querträgerbereich deutlich kräftigeren Gurte führen dazu, dass im Messquerschnitt aus der vorliegenden Normalkraft die Normalspannungen im Steg geringer sind als in den Gurten – dieser Effekt wird in der numerischen Berechnung nicht erfasst.

Die Spannungsüberschätzung von etwa +20 % bei den Querträgern im Messquerschnitt Qges ist nicht eindeutig erklärbar. Als Gründe hierfür sind anzuführen:

- Messquerschnitt sehr nahe am Längsträger von Gleis 1 – bei Beanspruchung aus Gleis 1 Biegebeanspruchung nach der Technischen Biegetheorie noch nicht gegeben
- Biegebeanspruchung im Querträger von Torsionsmomenteneinleitung aus Längsträger mit beeinflusst.

- Lastangriffspunkt zwischen Rechnung und Messung u.U. unterschiedlich wegen großer Gleisüberhöhung. Differenzen zu realer Wirkung (rechnerisch ist Lastangriffspunkt 1,80 m über Schienenoberkante)

Für den Längsträgerquerschnitt Lges sind zwei verschiedene Ergebnisse der numerischen Simulation angeführt – mit und ohne Schienenmitwirkung. Beim Ergebnis ohne Schienenmitwirkung wurde die Dehnsteifigkeit der Schiene nicht aktiviert ($A_{\text{Schiene}} = 0$), während beim Ergebnis mit Schienenmitwirkung die tatsächliche Fläche des Schienenprofis UIC 54 ($A_{\text{Schiene}} = 69,42 \text{ cm}^2$) modelliert wurde. Somit entsteht eine Über Spannungswirkung des Längsträgers durch die Schiene, wodurch die Spannungen am Obergurt (Messpunkt L1) deutlich reduziert werden (von $-21,6 \text{ N/mm}^2$ auf $-9,4 \text{ N/mm}^2$). Die Realität – bzw. das Messergebnis – liegt mit $-18,1 \text{ N/mm}^2$ zwischen den berechneten Extremwerten, mit und ohne Dehnsteifigkeit der Schiene. Hierdurch ist erkennbar, dass die Schiene an der Lastabtragung in der Realität nur zum Teil mitträgt und in der numerischen Simulation nicht in voller Höhe angesetzt werden kann. Um in jedem Fall konservative Ergebnisse zu erhalten, sollte die Mitwirkung der Schienen vernachlässigt werden.

4.4 Numerische Studien zum Tragverhalten der Eisenbahnbrücke

Die Berechnungen zu den numerischen Studien in diesem Abschnitt wurde von meinem Kollegen DI Kamplleitner durchgeführt und die zugehörigen Ergebnisse sind aus [1] Anhang A entnommen.

4.4.1 Numerische Studie zum Einfluss der Zentrifugalkraftwirkung

Um den Einfluss der Zentrifugalkraftwirkung auf die Beanspruchung der Referenzbrücke (Gleislage der Brücke im Bogen – Hauptträger gerade) herauszuarbeiten, erfolgten im Zuge einer numerischen Studie mehrere Überfahrtssimulationen. Zum Vergleich wurde wieder die Konfiguration mit zwei aneinander gekoppelten Taurus Lokomotiven herangezogen, wobei einerseits nur mit den vertikalen Gewichtskräften der Lokomotiven (2 Loks à 4 Achsen mit je 225 kN) gerechnet wurde und andererseits zusätzlich die entstehenden Zentrifugalkräfte mit angesetzt wurden. Aus den Ergebnissen für die beiden Taurus-Lokomotiven kann sehr gut auf die Auswirkungen bei Betriebszügen geschlossen werden, ohne letztere im Detail untersuchen zu müssen.

Hervorzuheben ist, dass nachfolgend immer nur die statischen Achslasten angesetzt wurden, d.h. die tatsächlich vorhandene zunehmende dynamische Wirkung, die zu einer Erhöhung der Achslasten und der Zentrifugalkraft führt, blieb außer Acht.

Der Krümmungsradius der Gleise auf der Brücke beträgt 750 m, wodurch eine Fliehkraft von 8,5 kN pro Achse (225 kN) – im Falle der gefahrenen Betriebsgeschwindigkeit von 60 km/h – auftritt (60 km/h entspricht einer betrieblich verordneten Höchstgeschwindigkeit auf der Brücke). Für den Zusammenhang zwischen Achslast Q_{vk} , Zugsgeschwindigkeit V , Krümmungsradius r und Zentrifugalkraft (Horizontallast Q_{tk}) gilt:

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{60^2}{127 \cdot 750} (1,0 \cdot 225) = 8,5 \text{ kN} \quad \text{Gl. 25}$$

mit	Q_{tk}	der charakteristische Wert der Fliehkraft
	Q_{vk}	der charakteristische Wert der Vertikalkraft
	f	der Abminderungsbeiwert (hier: $f = 1,00$)
	V	die Zugsgeschwindigkeit, in km/h
	r	der Radius des Gleisbogens, in m

Zusätzlich wurde die numerische Simulation auch mit einer Fahrgeschwindigkeit von $v = 120 \text{ km/h}$ durchgeführt. Die Fliehkraft erhöht sich somit auf den vierfachen Wert:

$$Q_{tk} = \frac{120^2}{127 \cdot 750} (1,0 \cdot 225) = 34,02 \text{ kN} \quad \text{Gl. 26}$$

Die Zentrifugalkräfte wurden, wie in EN 1991-2 vorgesehen, in einer Höhe von $h = 1,80 \text{ m}$ über Schienen Oberkante angesetzt, wobei dazu die Lasteinleitungsträger nach Abb. 74 verwendet wurden.

Die Ergebnisse der simulierten Lokomotiven-Überfahrten sind in Tab. 6, mit und ohne überlagerter Zentrifugalkraftwirkung, dargestellt. Sie zeigen die maximalen Spannungen in den Messpunkten (Hauptträger-Untergurt H1/H2 bzw. H3, Hauptträger-Pfosten H4 bzw. H5, Längsträgerquerschnitt L_{ges} (DMS L03 in der Untergurt-Mitte) und Querträgerquerschnitt Q_{ges} (DMS Q03 in der Untergurt-Mitte). Hierbei wird zwischen einer rein statischen Überfahrt mit 0 km/h – also nur vertikale Achslasten wirkend – und zwei

Überfahrten mit 60 oder 120 km/h – mit Horizontalkräften aus der Zentrifugalkraftwirkung zusätzlich zu den vertikalen Achslasten in entsprechenden Höhen (8,50 kN bzw. 34,02 kN) – unterschieden.

Tab. 6: Maximale Spannungen in den Messquerschnitten für die simulierten Überfahrtsgeschwindigkeiten von $v = 0, 60$ und 120 km/h
(Anm.: vertikale Achslasten unverändert für $v = 0$ km/h)

Messquerschnitt	DMS-Bez.	Belastung	maximale Spannung σ_x [N/mm ²] für			σ_x bezogen auf 0 km/h in %	
			0 km/h	60 km/h	120 km/h	60 km/h	120 km/h
HTa - UG	H1/H2	Gleis 1	28,1	29,6	34,3	105,34%	122,06%
		Gleis 2	16,9	18,4	23,0	108,88%	136,09%
HTi - UG	H3	Gleis 1	16,3	14,8	10,2	90,80%	62,58%
		Gleis 2	27,8	26,3	21,6	94,60%	77,70%
HTa - PF	H4	Gleis 1	21,0	21,4	22,8	101,90%	108,57%
		Gleis 2	8,9	9,3	10,3	104,49%	115,73%
HTi - PF	H5	Gleis 1	8,0	7,7	6,8	96,25%	85,00%
		Gleis 2	20,5	20,0	18,6	97,56%	90,73%
QT - Qges	Q1 (OG)	Gleis 1	-29,2	-27,5	-23,4	94,18%	80,14%
		Gleis 2	-18,4	-18,8	-20,6	102,17%	111,96%
	Q3 (UG)	Gleis 1	26,0	24,4	20,8	93,85%	80,00%
		Gleis 2	16,3	16,7	18,3	102,45%	112,27%
LT - Lges	L1 (OG)	Gleis 1	-4,7	-4,5	-3,9	95,74%	82,98%
		Gleis 2	-21,6	-23,6	-29,3	109,26%	135,65%
	L3 (UG)	Gleis 1	6,9	6,9	6,8	100,00%	98,55%
		Gleis 2	22,4	25,0	32,3	111,61%	144,20%

Bei der Analyse der Ergebnisse fällt auf, dass die zusätzlichen Horizontalkräfte (Zentrifugalkraftwirkung) nicht ausschließlich eine Erhöhung der Spannungswerte in den Messquerschnitten bedeuten – vor allem die Querschnitte H3 (Hauptträger-Untergurt) und H5 (Hauptträger-Pfosten) am innenliegenden Hauptträger werden dadurch sogar entlastet. Es entstehen durch die in einer Höhe von 1,80 m über Schienenoberkante angesetzten Horizontalkräfte zusätzliche vertikale Kräftepaare ΔV . Diese entlasten den bogeninnenseitigen Hauptträger, wodurch hier niedrigere Spannungen vorhanden sind (siehe Querschnitt H3 und H5 in Tab. 6). Die entlastende Kraftwirkung ΔV kann aus Abb. 85 abgeschätzt werden zu:

$$\Delta V = \frac{H_{\text{Gleis}} \cdot e}{e_{\text{HT}}} \approx H_{\text{Gleis}} \cdot \frac{3,0}{10,2} = 0,294 \cdot H_{\text{Gleis}} \quad \text{Gl. 27}$$

Für den betrachteten QT-Querschnitt Qges kann die Wirkung der Zentrifugalkraft ebenfalls nach Abb. 85 abgeschätzt werden. Demnach ist die Zentrifugalkraft aus Gleis

1 günstig, wogegen jene aus Gleis 2 ungünstig ist – dies ist auch Einklang mit den dargestellten Ergebnissen. Für die Längsträger ist anzunehmen, dass die aus der Zentrifugalkraft resultierende deutliche Erhöhung der Beanspruchung aus der unmittelbaren Gleislast nur für den dargestellten bogenaußenseitigen Längsträger gilt. Der innenliegende Längsträger erfährt eine Entlastung aus der Zentrifugalkraft in ähnlicher Größenordnung.

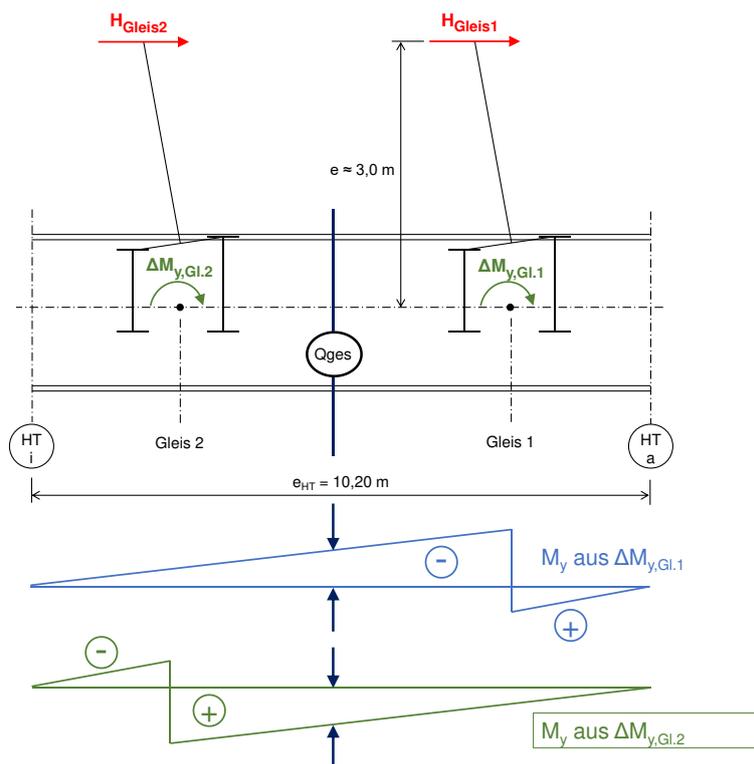


Abb. 85: Auswirkung der Zentrifugalkraft für Messquerschnitt Qges

4.4.2 Numerische Studie zur Mitwirkung der Schienen

Für die beiden angesetzten Grenzfälle, ohne bzw. volle statische Mitwirkung der Schienen, erfolgten zwei numerische Simulationen der Taurus-Lokomotiv Überfahrten mit $v = 0 \text{ km/h}$ (nur vertikale Achslasten) bzw. $v = 60 \text{ km/h}$ (vertikale statische Achslasten und Zentrifugalkräfte). Die Ergebnisse für die Längsträger, die durch die Schienenmitwirkung am meisten beeinflusst werden, wurden bereits in Abschnitt 4.3.4 dargestellt. Auf die Beanspruchung der Hauptträger-Gurte hat die Schienenmitwirkung praktisch keinen Einfluss. Für die Pfostenstäbe der Hauptträger und die Beanspruchung der Querträger sind sehr geringe, vernachlässigbare Effekte erkennbar. Für die Längsträger sind bei unmittelbarer Gleisüberfahrt die Auswirkungen am Obergurt signifikant, am Untergurt jedoch bereits wieder sehr gering. Wie der Vergleich mit der Messung in

Abschnitt 4.3.4 zeigte, liegt im Messquerschnitt L_{ges} jedoch bei weitem keine volle Schienenmitwirkung vor.

4.4.3 Numerische Studie zur erlaubten Achslastverteilung

Im Eurocode EN 1991-2 wird gestattet, die Achslast unmittelbar über einer Schwelle, zum Teil auf die benachbarten beiden Schwellen umzulagern (vgl. Abb. 86a). Damit wird vereinfacht die lastverteilende Wirkung des Gleiskörpers erfasst.

Um die Auswirkungen dieser erlaubten Vorgehensweise, für die Erfassung des günstigen Effektes der besseren Achslastverteilung, in den untersuchten Messquerschnitten näher zu untersuchen, erfolgte eine Modifikation der Achslastkonfiguration der beiden Taurus Lokomotiven, wie in Abb. 86b näher dargestellt. Die tatsächliche Achslastfolge $A_{0,i}$ wurde in einen ersten Schritt 1 in eine fiktive Achslastfolge übergeführt, deren Achsabstand unmittelbar dem Schwellenabstand e_{Sch} entspricht. Die errechneten neuen Achslasten $A_{1,i}$ entsprechen den Auflagerdrücken eines gelenkig gelagerten Durchlaufträgers mit äquidistanten Auflagerabstand e_{Sch} und angenommenen Gelenken über jeder Schwelle. Nunmehr kann in einem Schritt 2 die Achslastverteilung nach EN 1991-2 (Abb. 86a) unmittelbar auf jede dieser Achslasten $A_{1,i}$ angewendet werden, wie die Abb. 86b zeigt (es gilt jeweils $A_{2,i} = 0,50 \cdot A_{1,i}$ und $A_{2,i-1} = A_{2,i+1} = 0,25 \cdot A_{1,i}$ bzw. $A_{2,i} = 0,25 \cdot (A_{1,i-1} + A_{1,i+1}) + 0,50 \cdot A_{1,i}$).

Die nach Schritt 2 entstandene fiktive Achslastfolge $A_{2,i}$ kann nun als neuer Zug aufgefasst werden, der über das Tragwerk fährt.

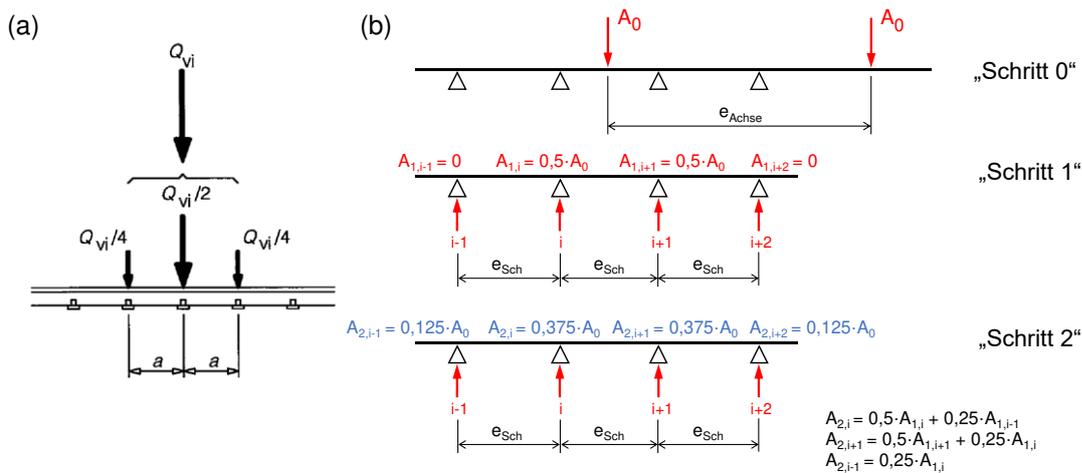


Abb. 86: a) Erlaubte Achslastverteilung nach EN1991-2; b) Vollständige Umsetzung für beide Taurus-Lokomotiven

Der Ergebnisvergleich der Studie zur erlaubten besseren Achsverteilung nach Eurocode 1991-2 für die Messüberfahrt der Taurus-Lokomotiven zeigte für alle untersuchten Messquerschnitte keine signifikanten Unterschiede zwischen der Lastaufbringung als vertikale Achslasten in den tatsächlichen Achsabständen (Schritt 0) und der Modifikation der Achslastfolge mit Berücksichtigung des Schwellenabstands und mit Umlagerungen auf die beiden benachbarten Schwellen (Schritt 2). Im Längsträgerquerschnitt Lges ist der Einfluss der Lastverteilung noch am deutlichsten ausgeprägt. Sowohl am Obergurt (L01), als auch am Untergurt (L03) reduzieren sich die maximalen Spannungen ($\sigma_{\max} = 22 \text{ N/mm}^2$, vgl. Abb. 80 b) um etwa 1 kN/cm^2 für die Überfahrt der Taurus-Lokomotiven; dies entspricht etwa 4,5 %.

4.4.4 Numerische Studie zur Achslasteinleitung auf das Tragwerk

Das numerische Modell beinhaltet, wie in Abschnitt 4.3.2 dargestellt, einen durchlaufenden Lasteinleitungsträger auf den die Zugsachslasten aufgebracht werden und der im Abstand der Schwellen mit dem Tragwerk verbunden ist. Dies entspricht gleichwertig einer Wirkung der Überfahrt auf den Schienen, sodass nur in den Schwellenachsen Einzellasten zufolge der Achslasten in das Tragwerk eingeleitet werden. Entsprechend der Wirkung eines Durchlaufträgers entstehen auch negative, nach oben gerichtete Auflagerkräfte (vgl. Abb. 87) bzw. zufolge der Zentrifugalkraftwirkung entgegen gerichtete Horizontalkräfte nach innen. Alternativ dazu erfolgte eine Simulation der Brücken-

überfahrt durch die beiden Taurus-Lokomotiven (bei 0 und 60 km/h) unter der Annahme, dass die Schienen bzw. der Lasteinleitungsträger eine Gelenkkette bilden, so dass nur nach unten bzw. nach außen gerichtete Einzellasten an den Lagen der Einzelschwellen eingeleitet werden.

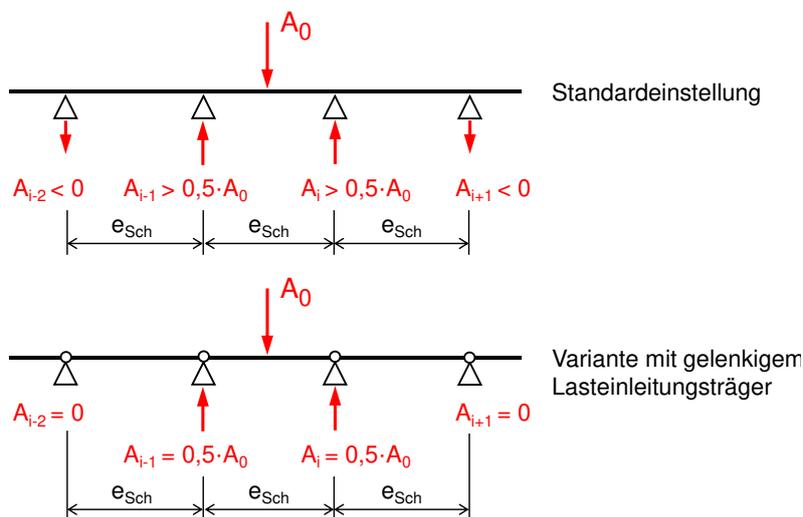


Abb. 87: Variante zur Lastenleitung in den Achsen der Gleisschwellen

Der Ergebnisvergleich der Studie zur Achslasteinleitung auf das Brückentragwerk zeigte für alle untersuchten Messquerschnitte (Hauptträger-Untergurt H2 bzw. H3, Hauptträger-Pfosten H4 bzw. H5, Längsträger Lges (L03 Untergurt Mitte) und Querträgerquerschnitt Qges (Q03 Untergurt Mitte)) nahezu idente Spannungs-Weg-Verläufe. Dies gilt sowohl für die simulierte Überfahrt mit fiktiven 0 km/h (nur vertikale Achslasten), als auch für die Überfahrt mit 60 km/h (zusätzliche Horizontalkräfte zufolge der Zentrifugalkraftwirkung).

Daraus ergibt sich die Schlussfolgerung, dass keine nennenswerten Unterschiede zwischen einer Modellierung der Schiene – respektive des Lasteinleitungsträgers – als Durchlaufträger (Standardeinstellung aller Simulationen außerhalb dieses Abschnittes) und der Modellierung als Gelenkkette in den Ergebnissen existieren.

4.5 Vergleich der Messkollektive mit der Simulation der Betriebsbeanspruchung

In diesem Abschnitt wird die, mit den Lastmodellen des Eurocodes, berechnete Betriebsbeanspruchung (Darstellung als Spannungskollektiv) mit der gemessenen Be-

triebsbeanspruchung (gemessene Spannungskollektive) an der Referenzbrücke verglichen. Für einen objektiven Vergleich waren die in den Abschnitten 4.5.1 und 4.5.2 vorgestellten Korrekturmaßnahmen bei der numerischen Simulation bzw. bei den Messkollektiven erforderlich. Dadurch gelten die Aussagen auch für Brücken ohne Gleiskrümmung (häufigster Fall) und unabhängig von der im Messzeitraum vorhandenen beschränkten Betriebsgeschwindigkeit von $v = 60$ km/h. Der Vergleich erfolgt daher auf Basis einer theoretischen Überfahrtsgeschwindigkeit von $v = 0$ km/h, wodurch dynamische Effekte und Zentrifugalkrafteffekte keine Rolle spielen. Des Weiteren wurden die Ergebnisse der numerischen Simulation in Hinblick identer Gesamtverkehrsbelastung (Variante 1) bzw. identer Verkehrsfrequenz (Variante 2) auf die gegebenen Verhältnisse abgestimmt. Dies erfolgte durch eine Korrektur der Spannungsspielanzahl aller Kollektivteile (getrennt für jedes Gleis) bei der numerischen Simulation, so dass bei Variante 1 die Gesamttonnage je Gleis innerhalb der Messdauer ident zur Messung ist und bei Variante 2 die Anzahl der Betriebszugsüberfahrten pro Gleis ident ist zu den Zügen in der Simulation.

4.5.1 Ermittlung des dynamischen Faktors für $v = 60$ km/h

Durch Zugsüberfahrten mit der Betriebsgeschwindigkeit $v = 60$ km/h entsteht durch die dynamische Wirkung eine erhöhte Beanspruchung in allen Messquerschnitten, welche in der numerischen Simulation nicht berücksichtigt wurde, da eine Modellierung von rein statischen Achslasten erfolgte. Darüber hinaus entsteht wegen der Gleiskrümmung im Grundriss eine zusätzliche Zentrifugalkraftwirkung, die die Beanspruchung je nach betrachtetem Messquerschnitt und befahrenem Gleis entweder erhöht oder abmindert. Diese Zentrifugalkraftwirkung wurde bei der Simulation der Betriebszugsüberfahrten in diesem Vergleich ebenfalls nicht erfasst.

Für die objektive Vergleichbarkeit von Rechen- und Messkollektiven war es daher notwendig, auf Basis der Messfahrten der beiden Taurus-Lokomotiven mit $v = 0$ km/h und 60 km/h, für jeden Messquerschnitt und für jedes befahrene Gleis einen Anpassungsfaktor f_{ges} zu bestimmen. Für die folgenden Kollektivvergleiche wurden alle Spannungsspiele der gemessenen Belastungskollektive mit dem Kehrwert $f_{\sigma} = 1/f_{ges}$ multipliziert. Dies bedeutet, dass die um den Faktor f_{σ} korrigierten Messkollektive und die Rechenkollektive keinerlei dynamische Wirkung und Zentrifugalkraftanteile beinhalten

(entspricht $v_{\text{Zug}} = 0 \text{ km/h}$). Zur Ermittlung dieser Korrekturfaktoren f_{σ} war die im Folgenden beschriebene Vorgehensweise notwendig (Gesamtergebnisse in Tab. 7).

Zuerst wurde aus dem Vergleich der Spannungsverläufe der Taurus-Lokomotiv-Probebelastung zwischen der quasi-statischen Überfahrt mit 5 km/h und der Überfahrt mit 60 km/h der jeweilige Anpassungsfaktor f_{ges} berechnet (Ergebnisse in Tab. 7). Er ergibt sich aus der Division der maximalen Spannung der Überfahrt mit 60 km/h durch die maximale Spannung der Überfahrt mit 5 km/h. Der Faktor wurde für die Messquerschnitte am Hauptträger Untergurt H2 und H3, am Hauptträger-Pfosten H4 und H5, am Längsträgerquerschnitt L_{ges} und am Querträgerquerschnitt Q_{ges} (DMS Q03 in der Mitte des Untergurtes) bestimmt. Da der Faktor f_{ges} mit den Messergebnissen ermittelt wurde, beinhaltet er auch die Wirkung aus der Zentrifugalkraft (Gleislage auf der Brücke im Bogen).

Um den Anteil der alleinigen Zentrifugalkraftwirkung zu ermitteln und damit auch die alleinige dynamische Wirkung sichtbar zu machen, wurden die zugehörigen Faktoren f_{ZFK} berechnet. Dies erfolgte, indem die maximalen Spannungen aus der numerisch simulierten Überfahrt der Taurus-Lokomotiven – einerseits mit nur vertikalen Kräften aus den Achslasten (0 km/h) und andererseits mit vertikalen und horizontalen Kräften (entsprechend einer Fahrgeschwindigkeit von 60 km/h) verglichen wurden (vgl. Tab. 7).

Die Ergebnisse zeigen, dass die zusätzlichen Horizontalkräfte (Zentrifugalkraftwirkung) nicht ausschließlich eine Erhöhung der Spannungswerte in den Messquerschnitten bedeuten – die Querschnitte H3 (Hauptträger-Untergurt), H5 (Hauptträger-Pfosten) und der Querträger Q_{ges} (DMS Q03 Mitte Untergurt, bei Überfahrt auf Gleis 1) werden dadurch entlastet. Es entstehen durch die in einer Höhe von 1,80 m über Schienenoberkante angesetzten Horizontalkräfte zusätzliche vertikale Kräftepaare, welche bogeninnenseitig (im Bezug zum überfahrenen Gleis) niedrigere Schnittkräfte erzeugen, wie durch nur vertikal wirkende Achslasten hervorgerufen werden (vgl. Abb. 85).

Aus den vorliegenden Erhöhungsfaktoren f_{ges} und f_{ZFK} kann nun der alleinige dynamischen Erhöhungsfaktors f_{dyn} berechnet werden:

$$f_{\text{ges}} = f_{\text{ZFK}} \cdot f_{\text{dyn}} \rightarrow f_{\text{dyn}} = \frac{f_{\text{ges}}}{f_{\text{ZFK}}} \quad \text{Gl. 28}$$

Tab. 7 zeigt die Ergebnisse für f_{dyn} , der alleinigen dynamischen Wirkung, für die einzelnen untersuchten Messquerschnitte. Für einige Messquerschnitte ergeben sich auch Werte von $f_{dyn} < 1,0$. Dies deutet auf eine in den Normenwerken überschätzte Höhenlage der Zentrifugalkraftwirkung (vgl. Abb. 85).

Tab. 7: Ermittlung des Korrekturfaktors f_{σ} der Messkollektive zufolge der dynamischen Wirkung und der Zentrifugalkraftwirkung

Mess- quer- schnitt	DMS	Über- fahrt	gemessene Spannung		f_{ges}	berechnete Spannung		f_{ZFK}	f_{dyn}	Korrekturfaktor der Messkollektive $f_{\sigma} = 1/f_{ges}$
			v = 5 km/h	v = 60 km/h		v = 5 km/h	v = 60 km/h			
HTa - UG	H2	Gleis 1	26,8	28,8	1,075	28,1	29,6	1,053	1,020	0,931
		Gleis 2	14,4	16,2	1,125	16,9	18,4	1,089	1,033	0,889
HTi - UG	H3	Gleis 1	14,6	13,5	0,925	16,3	14,8	0,908	1,018	1,081
		Gleis 2	29	27,3	0,941	27,8	26,3	0,946	0,995	1,062
HTa - PF	H4	Gleis 1	18,2	18,8	1,033	21	21,4	1,019	1,014	0,968
		Gleis 2	8	8,4	1,050	8,9	9,3	1,045	1,005	0,952
HTi - PF	H5	Gleis 1	6,2	5,9	0,952	8	7,7	0,963	0,989	1,051
		Gleis 2	15,2	14,7	0,967	20,5	20	0,976	0,991	1,034
QT - Qges	Q3	Gleis 1	22	20,9	0,950	26	24,4	0,938	1,012	1,053
		Gleis 2	15,3	16,1	1,052	16,3	16,7	1,025	1,027	0,950
LT - Lges	L3	Gleis 1	8,9	8,8	0,989	6,9	6,9	1,000	0,989	1,011
		Gleis 2	23,2	25	1,078	22,4	25	1,116	0,966	0,928

4.5.2 Abstimmung der Kollektive hinsichtlich Gesamttonnage und Gesamtzugsanzahl im Messzeitraum

Um die Kollektive der Messung bzw. der numerischen Simulation nach Eurocode, objektiv miteinander vergleichen zu können, wurden die simulierten Kollektive auf zwei Varianten skaliert:

- **Variante 1, idente Gesamttonnage zwischen EC-Betriebszugsmischung und tatsächlicher Gesamttonnage der echten Betriebszüge:**

Seitens der ÖBB wurden die Daten der echten Betriebszüge, während des Messzeitraumes, übermittelt. Mithilfe dieser Daten konnte das Gesamtgewicht der Betriebszüge über vier Wochen – getrennt für Gleis 1 und Gleis 2 – ermittelt werden. Somit war eine Skalierung der Rechenkollektive auf Basis gleicher Gesamttonnage möglich.

- ÖBB-Daten:

Tonnage Züge Gleis 1:	1 510 294	to	für 28 Tage
Tonnage Züge Gleis 2:	1 585 300	to	für 28 Tage
Tonnage Züge Gleis 1:	53 939	to	pro Tag
Tonnage Züge Gleis 2:	56 618	to	pro Tag

- Simulation: Gesamttonnage für 67 Betriebszüge (Tab. D1 nach EN 1991-2 [8]):

Tonnage Züge Gleis 1:	1 913 744	to	für 28 Tage
Tonnage Züge Gleis 2:	1 913 744	to	für 28 Tage
Tonnage Züge Gleis 1:	68 348	to	pro Tag
Tonnage Züge Gleis 2:	68 348	to	pro Tag

- Korrekturfaktoren für idente Gesamttonnage:

Um in der Simulation die idente, geringere Gesamttonnage der gemessenen Züge zu erreichen, werden alle errechneten Spannungsspielanzahlen reduziert um:

$$f_{ni, \text{Gleis 1}} = 0,7892 \quad \text{pro Tag} \quad (= 53.939 / 68.348)$$

$$f_{ni, \text{Gleis 2}} = 0,8284 \quad \text{pro Tag} \quad (= 56.618 / 68.348)$$

Am Skalierungsfaktor f_{ni} für idente Gesamttonnage ($f_{ni} \approx 0,8$) der, kleiner als 1,0 ist, ist zu erkennen, dass die tatsächlichen Betriebszüge eine geringere Streckenbelastung aufweisen, als nach EN 1991-2 anzunehmen ist.

- **Variante 2**, idente Zugsanzahl zwischen EC-Betriebszugsmischung und tatsächlich gefahrenen Züge:

- ÖBB-Daten:

Anzahl Züge Gleis 1: 2 495 Züge für 28 Tage

Anzahl Züge Gleis 2: 2 630 Züge für 28 Tage

Anzahl Züge Gleis 1: 89 Züge pro Tag

Anzahl Züge Gleis 2: 94 Züge pro Tag

- Simulation: 67 Betriebszüge pro Tag (Tab. D1 nach EN 1991-2 [8]):

Anzahl Züge Gleis 1: 1 876 Züge für 28 Tage

Anzahl Züge Gleis 2: 1 876 Züge für 28 Tage

Anzahl Züge Gleis 1: 67 Züge pro Tag

Anzahl Züge Gleis 2: 67 Züge pro Tag

- Korrekturfaktoren für idente Zugsanzahl:

Um in der Simulation die idente Zugsanzahl zu erreichen, werden alle errechneten Spannungsspielanzahlen erhöht um:

$f_{ni, \text{Gleis 1}} = 1,3300$ pro Tag (= 89 / 67)

$f_{ni, \text{Gleis 2}} = 1,4019$ pro Tag (= 94 / 67)

Am Skalierungsfaktor f_{ni} für idente Zugsanzahl ($f_{ni} \approx 1,33-1,40$) der, größer als 1,0 ist, ist zu erkennen, dass mehr Betriebszüge über die Brücke verkehrt sind, als laut Betriebszugsmischung nach EN 1991-2 anzunehmen ist. Dies bedeutet auch, dass die echten, gemessenen Betriebszüge kürzer sind als die Betriebszugstypen für die Simulation.

Anmerkung: Die geringfügige Abweichung der Zugsanzahl zwischen den ÖBB-Daten (insgesamt 5125 Zugüberfahrten) und den durch die Messungen dokumentierten 5110 Zugüberfahrten ist vernachlässigbar klein und wurde nicht weiter verfolgt.

4.5.3 Praktische Berechnung eines Spannungskollektives

Für die folgenden Vergleiche der Betriebsbeanspruchung zwischen Messung und numerischer Simulation, mussten zuerst Spannungskollektive berechnet werden. In diesem Abschnitt wird der prinzipielle Ablauf der Kollektivermittlung beschrieben. Die Spannungskollektive der simulierten Betriebszugsüberfahrten in dieser Arbeit wurden mit der Rainflow Methode und einer vorgegebenen Klassenbreite $\Delta\sigma = 1 \text{ N/mm}^2$ berechnet. Dabei kam das frei verfügbare Matlab-Programm von Nieslony [62] zur Anwendung.

Grundlage für die Berechnung eines Spannungskollektives ist ein Spannungs-Zeit-Verlauf. Dieser kann entweder durch eine Simulation der Betriebszugsüberfahrten am numerischen Modell (vgl. Abschnitt 4.3.3), oder mit einer DMS-Messung an der Bestandsbrücke ermittelt werden. Üblicherweise werden die Spannungs-Zeit-Verläufe dann, computerunterstützt mit Hilfe der Rainflow Methode ausgezählt. Dabei muss zur Auszählung der Spannungsspiele $\Delta\sigma$ die gewünschte Klassenbreite des Spannungskollektives eingestellt werden. Der genaue Algorithmus der Rainflow Methode ist beispielsweise in der amerikanischen Norm ASTM E 1049-85 definiert. Für weitere Informationen zur Rainflow Methode und den alternativen Zählverfahren wird auf [16] und [63] verwiesen.

Zur Kontrolle der Ergebnisse des verwendeten Rainflow Algorithmus kann die sogenannten Reservoir Methode verwendet werden. Mit der Reservoir Methode können die Spannungsspiele eines (kurzen) Spannungs-Zeit-Verlaufes sehr einfach und anschaulich per Hand ausgezählt werden. Dies wird im folgenden Beispiel demonstriert.

Abb. 88 zeigt den Spannungs-Zeit-Verlauf einer fiktiven Zugsüberfahrt mit einer schwereren Lokomotive und leichteren Waggons. Ein Trick zur anschaulicheren Anwendung der Reservoir Methode ist, den Spannungs-Zeit-Verlauf beim Maximalwert zu teilen und die zwei Teile des Spannungs-Zeit-Verlaufes in umgekehrter Reihenfolge wieder zusammen zu fügen. Dies ist auch vor Anwendung der Rainflow Methode empfohlen, da dann keine Residuen (halbe Spannungsspiele) auftreten. Darüber hinaus ist es bei einem Spannungs-Zeit-Verlauf, der aus sehr vielen Datenpunkten besteht, empfohlen, den Spannungs-Zeit-Verlauf auf einen Umkehrpunkte-Verlauf zu reduzieren, der nur die relativen Maxima und Minima abbildet. Durch diese Reduktion der Datenpunkte, wird die anschließende Rainflow Analyse beschleunigt.

Abb. 89 zeigt den resultierenden Umkehrpunkte-Verlauf, inklusive der Auftrennung beim Maximalwert. Die anschließende Rainflow Analyse ergibt bei einer Klassenbreite von 2 MPa das Spannungskollektiv in Abb. 90. In das Spannungskollektiv wurden nur Spannungsspiele, die größer als eine halbe Klassenbreite (= 1 MPa) sind, aufgenommen.

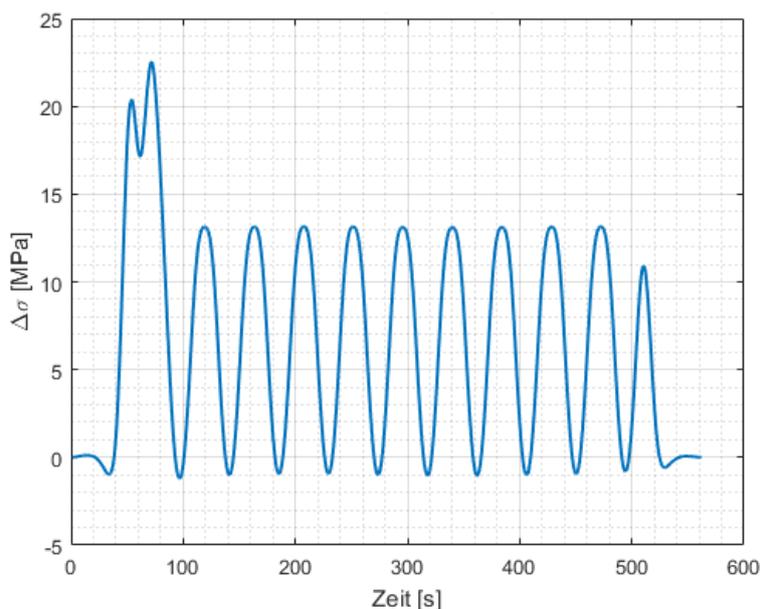


Abb. 88: Beispiel eines Spannungs-Zeit-Verlaufs für eine fiktive Zugsüberfahrt

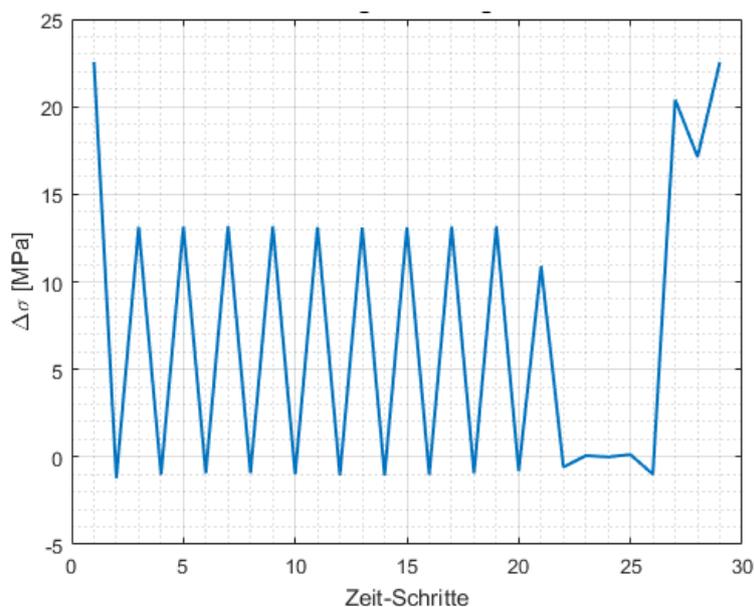


Abb. 89: Zwischenschritt vor der Rainflow Analyse: Bestimmung der Umkehrpunkte und Auftrennung bei Maximalwert sowie rückwärtiges Anfügen

Klasse*	von-bis [MPa]	N
-	< 1	2
1	1 – 3	0
2	3 – 5	1
3	5 – 7	0
4	7 – 9	0
5	9 – 11	0
6	11 – 13	1
7	13 – 15	9
8	15 – 17	0
9	17 – 19	0
10	19 – 21	0
11	21 – 23	0
12	23 – 25	1

*) Klassenbreite = 2 MPa

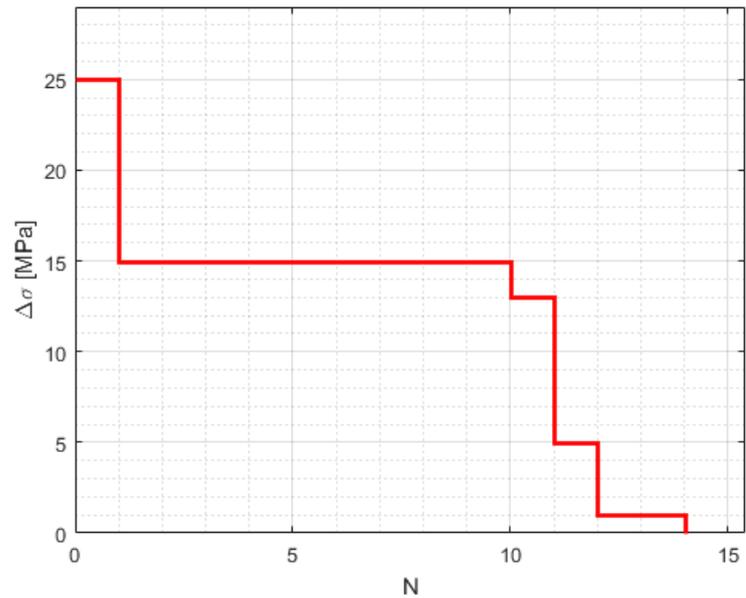


Abb. 90: Resultierendes Spannungskollektiv

Das resultierende Spannungskollektiv kann mit Hilfe der Reservoir Methode leicht überprüft werden (vgl. Abb. 91). Dabei muss man sich den Spannungsverlauf als Geländere relief mit Wasserfüllung (Wasserbecken) vorstellen, bei dem schrittweise, immer an der jeweils tiefsten Stelle, das Wasser ausgelassen wird. Jedes Öffnen eines Auslasses führt zu einer Wasserspiegeländerung und ergibt ein Spannungsspiel. Die Differenz des gedachten Wasserspiegels (vor dem Öffnen) und der Höhe des Auslasses ergibt die Höhe des zugehörigen Spannungsspiels. In Abb. 91 ergibt das Öffnen am tiefsten Punkt ein Spannungsspiel $\Delta\sigma_1 = 23,5$ MPa, und somit ein Spannungsspiel in Klasse 12 des Spannungskollektivs in Abb. 90. Es verbleiben 9 getrennte Wasserbecken (Spannungsspiele) $\Delta\sigma_2 = 14$ MPa, die in Klasse 7 einsortiert werden, 1 Spannungsspiel $\Delta\sigma_3 = 11$ MPa für Klasse 6 und 1 Spannungsspiel $\Delta\sigma_4 = 3,5$ MPa für Klasse 2.

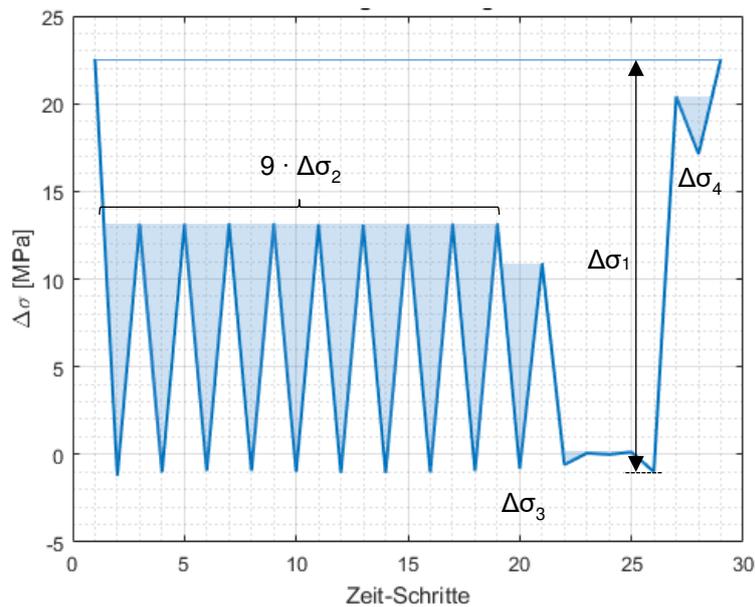


Abb. 91: Veranschaulichung der Reservoir Methode zur Überprüfung des Rainflow Algorithmus

4.5.4 Vergleich der Spannungskollektive

Aus den Spannungsverläufen, zufolge der Simulation der Betriebszugsüberfahrten am numerischen Modell der Brücke, wurden mit Hilfe der Rainflow Methode Spannungskollektive berechnet. Diese sind in Abb. 92 bis Abb. 103 als schwarze Linien dargestellt. Zusätzlich sind als Vergleich auch die gemessenen Kollektive als graue Linien eingezeichnet.

Hierbei erfolgt eine Differenzierung der Gegenüberstellungen in Variante 1 (identische Gesamttonnage zwischen EC-Betriebszugsmischung und tatsächlicher Gesamttonnage der echten Betriebszüge) und Variante 2 (identische Zugsanzahl zwischen EC-Betriebszugsmischung und tatsächlich gefahrenen Zügen), wie bereits im Abschnitt 4.5.2 erläutert wurde. Während für die Variante 2 nur die Gesamtkollektive (Gleis 1+2) der jeweiligen Messpunkte dargestellt sind, erfolgt bei der Variante 1 zusätzlich jeweils eine Aufschlüsselung der Gesamtkollektive (Bild a) in die Teilkollektive der Zugsüberfahrt auf Gleis 1 (Bild b) und in die Zugsüberfahrt auf Gleis 2 (Bild c).

Die Messung der Spannungskollektive erfolgte bei der erlaubten Betriebsgeschwindigkeit der Züge von $v = 60 \text{ km/h}$, die numerische Simulation erfolgte ohne dynamische Wirkung und Zentrifugalkraftwirkung. Daher ist hier, wie bereits erwähnt, für eine objektive Vergleichbarkeit, eine Modifikation der Messkollektive erforderlich.

Die folgenden Vergleiche entsprechen einer fiktiven Überfahrtsgeschwindigkeit von 0 km/h, d. h. die Kollektive enthalten keine dynamische Erhöhung und Zentrifugalkraftwirkung. Die Normierung auf rein statische Vertikallasten erfolgte mithilfe eines berechneten Korrekturfaktors f_{σ} , mit welchem die gemessenen Kollektive multipliziert wurden (vgl. Abschnitt 4.5.1). Durch diese Vorgehensweise können die Messkollektive direkt jenen der Simulation der EC-Betriebszugsmischung gegenübergestellt werden. Die Messkollektive Gleis 1+2 enthalten auch die festgestellten 92 Zugsbegegnungen auf der Brücke. Die Einzelgleiskollektive enthalten nur die Messdaten der alleinigen Überfahrten auf dem jeweiligen Gleis. Diese Art der Darstellung (und die im nächsten Abschnitt folgenden Auswertung durch den Vergleich der schadensäquivalenten Einstufenkollektive) erlaubt es auch, die tatsächlich aufgetretenen Zugsbegegnungen im Messergebnis zu quantifizieren. Die Effekte der Zugsbegegnungen sind nur bei wenigen Messstellen in den Darstellungen sichtbar. Eine Zugsbegegnung kann beispielsweise erkannt werden, wenn das maximale Spannungsspiel im Messkollektiv Gleis 1+2 höher ist, als das der beiden Einzelkollektive (vgl. schraffierten Bereich in Abb. 92 Bild a). Bei der Betriebszugssimulation sind Zugsbegegnungen auf der Brücke nicht abgebildet.

- Kollektivvergleich für Hauptträger-Untergurte (H2 und H3)

- Variante 1 (identer Gesamttonnage):

Abb. 92 stellt die Gesamtkollektive (Teilbild a) und die Teilkollektive für die Zugsüberfahrt auf Gleis 1 (Teilbild b) sowie auf Gleis 2 (Teilbild c) aus Rechnung und Messung im Messpunkt H02 dar. Hierbei wurden die gerechneten Kollektive der Betriebszugsmischung auf eine idente Gesamttonnage, entsprechend der gemessenen echten Betriebszüge, skaliert (53 939 bzw. 56 618 to pro Gleis und Tag, vgl. Abschnitt 4.5.2). Aus der Zugsüberfahrt auf Gleis 1 (Gleis 1 liegt dem Messpunkt H02 näher) resultieren die höheren Spannungsspiele (siehe Abb. 92b im Vergleich zur Zugsüberfahrt auf Gleis 2 in Abb. 92c). Das Gesamtkollektiv in Abb. 92a stellt die aufaddierten Teilkollektive dar (bei der Messung enthält das Gesamtkollektiv auch die Zugsbegegnungen). Dies ist u.a. an der Anzahl der Spannungsspiele erkennbar.

Die Kollektive im Messpunkt H03 zeigt Abb. 93. An dieser Messstelle liefert die Zugüberfahrt auf Gleis 2 (Gleis 2 liegt dem Messpunkt H03 näher) die höheren Spannungsspiele (siehe Abb. 93c im Vergleich zur Zugüberfahrt auf Gleis 1 in Abb. 93b). In Abb. 93b sind die sieben höchsten Kollektivstufen der Messung auffällig, da sie die maximale Spannungsspielhöhe der Simulation teilweise deutlich überschreiten. Dies betrifft allerdings nur die Überfahrt auf Gleis 1, bei der in H03 nicht die höchsten Spannungsspiele auftreten. Bei der maßgebenden Betrachtung der Überfahrten auf beiden Gleisen (Gesamtkollektivvergleich in Abb. 93a) zeigt sich, dass die Überschreitungen der Messung gegenüber der Simulation bei der Überfahrt auf Gleis 1 nicht relevant sind, da das Simulationskollektiv von Gleis 1+2, im gesamten schädigungsrelevanten Bereich, höher liegt als das Gesamtkollektiv der Messung. Dies wird auch durch den Vergleich der schadensäquivalenten Einstufenkollektive in Tab. 8 bestätigt (das schadensäquivalente Einstufenkollektive $\Delta\sigma_e$ der Messung ist um 35 % geringer als das der Simulation).

Das Gesamtkollektiv der Messung enthält auch die Spannungsspiele der Zugsbegegnungen auf der Brücke. Die drei höchsten Spannungsspiele in Abb. 93a sind als Zugsbegegnung markiert und als solche leicht erkennbar, da sie höher sind als das jeweils größte Spannungsspiel in Abb. 93b und Abb. 93c.

- Variante 2 (identische Zuganzahl):

Abb. 94 stellt die Gesamtkollektive aus Rechnung und Messung im Messpunkt H02 gegenüber. Die Kollektive im Messpunkt H03 zeigt Abb. 95. Hierbei wurde das gerechnete Kollektiv der EC-Betriebszugmischung auf eine identische Zuganzahl, entsprechend der echten gemessenen Betriebszugüberfahrten, skaliert (89 bzw. 94 Züge pro Gleis und Tag).

- Zusammenfassung:

Bei den Gegenüberstellungen der Gesamtkollektive in den Abbildungen Abb. 92a, Abb. 93a, Abb. 94 und Abb. 95 ist erkennbar, dass die charakteristischen Spannungsspiele $\Delta\sigma$ der Rechnung in weiten Bereichen höhere Beträge aufweisen, als jene der Messung (bis etwa $N \approx 3 \cdot 10^3$ bei Variante 1 und bis etwa $N \approx 7 \cdot 10^3$ bei Variante 2). Des Weiteren zeigt der Vergleich der gemessenen mit den gerechneten Kollektiven in

den Hauptträger-Untergurten, dass bei den gerechneten Kollektiven die Anzahl der Spannungsspiele mit maximaler Amplitude ($\Delta\sigma_{\max} \approx 54 \text{ N/mm}^2$) genau dem Wert $196 \cdot f_{ni}$ (dem jeweiligen Skalierungsfaktor pro Gleis und Variante, vgl. Abschnitt 4.5.2) entspricht, während bei der Messung das maximale Spannungsspiel bei dieser Anzahl an Schwingspielen bereits deutlich geringer ist. Diese erste signifikante Kollektivstufe ist dem lokgezogenen Güterzug Typ 5 (vgl. [8]) zuzuordnen. Dieser ist durch die dreiachsigen Drehgestelle – mit geringem Abstand zueinander und maximal zulässiger Achslast von 225 kN – der schwerste aller EC-Betriebszüge. Er verkehrt im Messzeitraum 196-mal (7-mal pro Tag an 28 Tagen) – durch die Form der Einflusslinie verursacht jede Zugsüberfahrt genau ein signifikantes Spannungsspiel am Hauptträger-Untergurt.

Durch die rascher abnehmende Anzahl an hohen Spannungsspielen der Messkollektive, kann festgestellt werden, dass offenbar im Messzeitraum weniger Züge mit vollbeladenen Waggons verkehrt sind.

Aufgrund der unterschiedlichen Skalierungsmethoden der Kollektive der Simulationsrechnungen (Variante 1 und 2) ist die Anzahl der Schwingspiele der beiden Varianten nicht gleich (bei Variante 1 $\approx 1,8 \cdot 10^4$ bzw. bei Variante 2 $\approx 3 \cdot 10^4$). Dies rührt aus einem Skalierungsfaktor f_{ni} für die Spannungsspielanzahl von kleiner 1 (bei Variante 1) bzw. größer 1 (bei Variante 2). In den Messergebnissen in Abb. 93b ist zu erkennen, dass der Messpunkt H3 (Hauptträger-Untergurt, näher Gleis 2) bei der Zugsüberfahrt auf Gleis 1 etwa 7 höhere Spannungswerte erfährt, wie durch die numerischen Simulation mit den Betriebszügen des Eurocode (Wert $\Delta\sigma_{\max}$) berechnet.

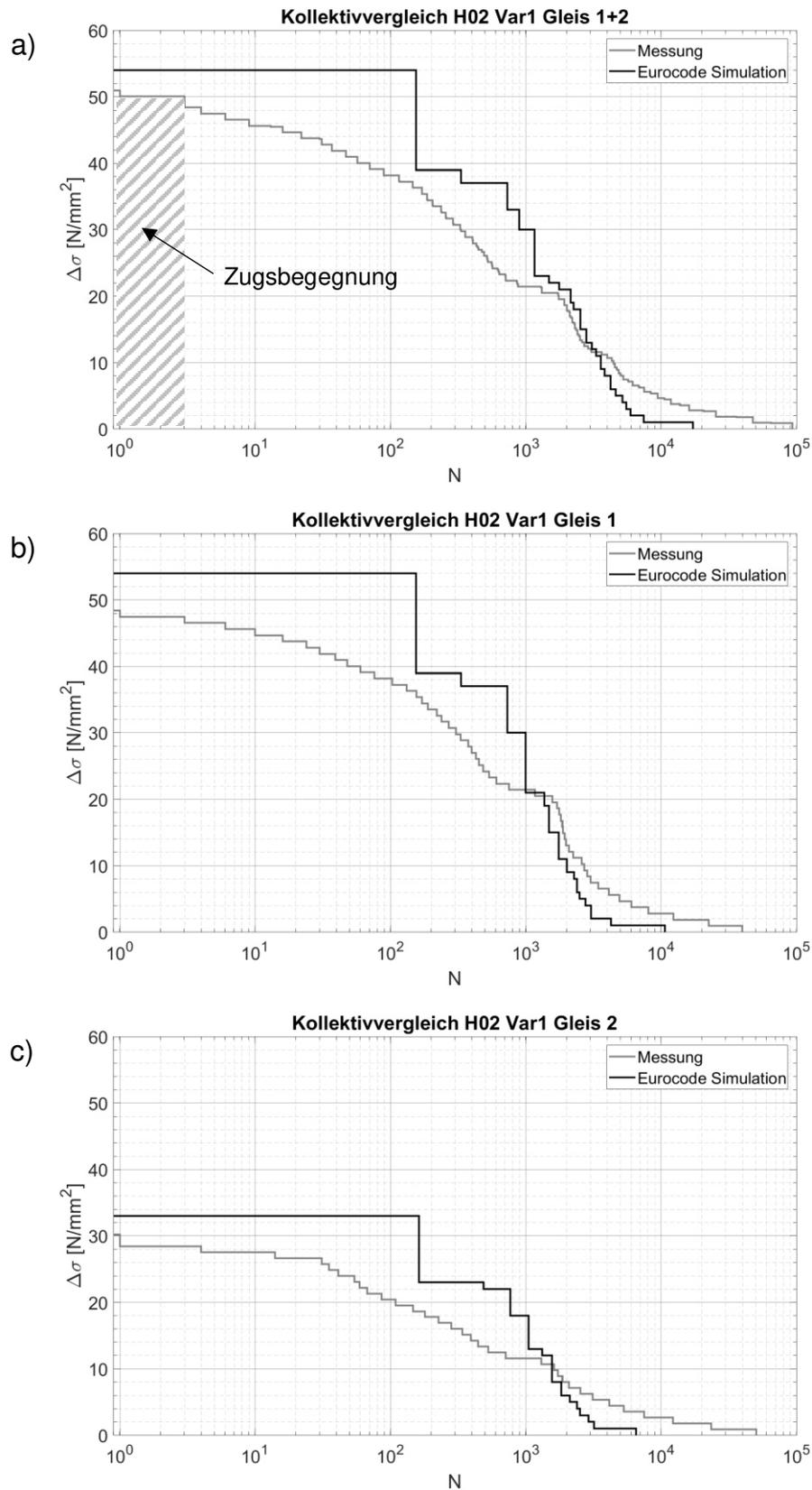


Abb. 92: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven am Hauptträger-Untergurt im Messpunkt H02 (Hauptträger außen, nahe Gleis 1); a) Gesamtkollektive, b) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 1, c) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 2 – Variante 1: idente Gesamttonnage

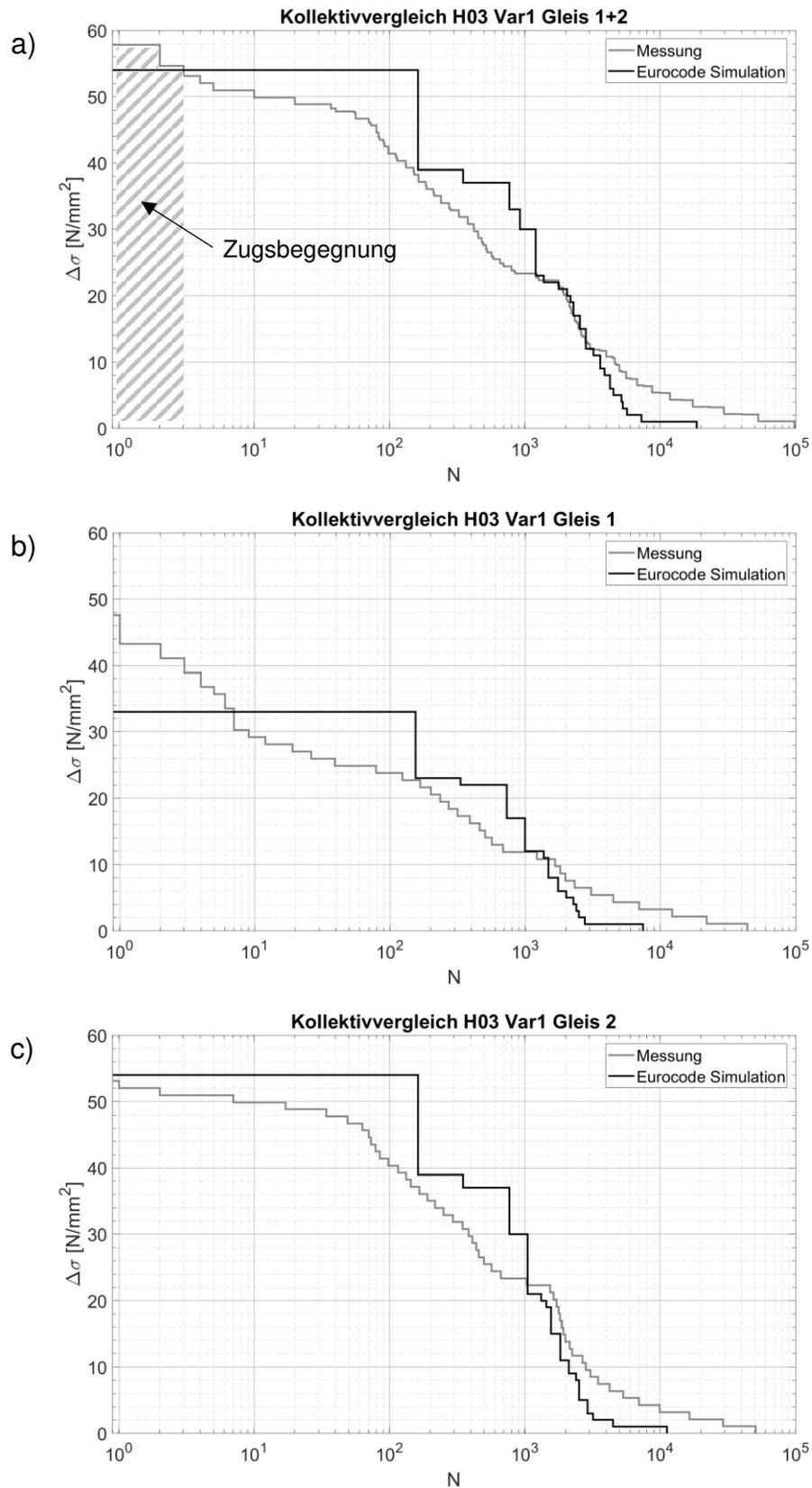


Abb. 93: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven am Hauptträger-Untergurt im Messpunkt H03 (Hauptträger innen, nahe Gleis 2); a) Gesamtkollektive, b) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 1, c) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 2 – Variante 1: idente Gesamttonnage

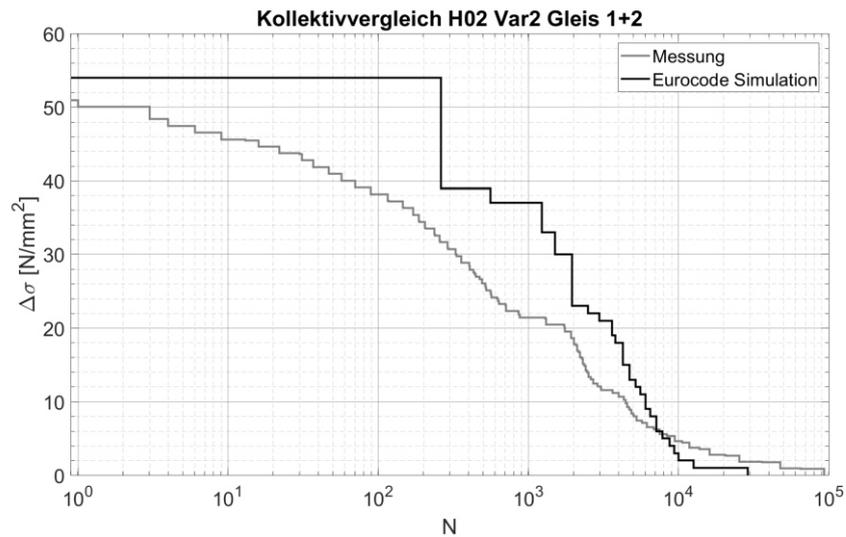


Abb. 94: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven (Gesamtkollektive) am Hauptträger-Untergurt im Messpunkt H02 (Hauptträger außen, nahe Gleis 1) – Variante 2: idente Zuganzahl

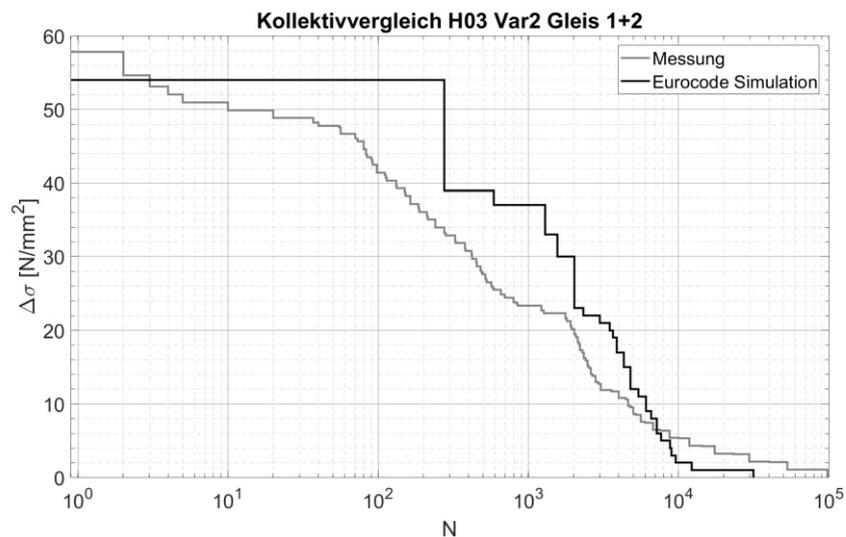


Abb. 95: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven (Gesamtkollektive) am Hauptträger-Untergurt im Messpunkt H03 (Hauptträger innen, nahe Gleis 2) – Variante 2: idente Zuganzahl

- Kollektivvergleich für Hauptträger-Pfosten (H04 und H05)

- Variante 1 (idente Gesamttonnage):

Abb. 96 stellt die Gesamtkollektive (Teilbild a) und die Teilkollektive für die Zugsüberfahrt auf Gleis 1 (Teilbild b) und auf Gleis 2 (Teilbild c), aus Rechnung und Messung im Messpunkt H04, dar. Hierbei wurden die gerechneten Kollektive der Betriebszugsmischung auf eine idente Gesamttonnage, entsprechend der gemessenen echten Betriebszüge, skaliert. Aus der Zugsüberfahrt auf Gleis 1 (Gleis 1 liegt dem Messpunkt H04 näher) resultieren die höheren Spannungsspiele (siehe Abb. 96b, im Vergleich zur Zugsüberfahrt auf Gleis 2 in Abb. 96c). Das Gesamtkollektiv in Abb. 96a stellt die aufaddierten Teilkollektive dar. Dies ist an der Anzahl der Spannungsspiele erkennbar. Die Kollektive im Messpunkt H05 zeigt Abb. 97. An dieser Messstelle liefert die Zugsüberfahrt auf Gleis 2 (Gleis 2 liegt dem Messpunkt H05 näher) die höheren Spannungsspiele (siehe Abb. 97c, im Vergleich zur Zugsüberfahrt auf Gleis 1 in Abb. 97b). In Abb. 97b sind die höchsten 32 Kollektivstufen der Messung auffällig, da sie die maximale Spannungsspielhöhe der Simulation teilweise deutlich überschreiten. Dies betrifft allerdings nur die Überfahrt auf Gleis 1, bei der in H05 nicht die höchsten Spannungsspiele auftreten. Bei der maßgebenden Betrachtung der Überfahrten auf beiden Gleisen (Gesamtkollektivvergleich in Abb. 97a) zeigt sich, dass die Überschreitungen der Messung gegenüber der Simulation bei der Überfahrt auf Gleis 1 nicht relevant sind, da das Simulationskollektiv von Gleis 1+2 praktisch immer höher liegt als das Gesamtkollektiv der Messung. Dies wird auch durch den Vergleich der schadensäquivalenten Einstufenkollektive in Tab. 8 bestätigt (das schadensäquivalente Einstufenkollektive $\Delta\sigma_e$ der Messung ist um 86% geringer als das der Simulation).

- Variante 2 (idente Zugsanzahl):

Abb. 98 stellt die Gesamtkollektive aus Rechnung und Messung im Messpunkt H04 dar. Die Kollektive im Messpunkt H05 zeigt Abb. 99. Hierbei wurde das gerechnete Kollektiv der EC-Betriebszugsmischung auf eine idente Zugsanzahl, entsprechend der echten gemessenen Betriebszugsüberfahrten, skaliert.

- Zusammenfassung:

Aufgrund der unterschiedlichen Skalierungsmethoden der Messkollektive (Variante 1 und 2), ist die Anzahl der maximalen Schwingspiele der simulierten Zugsüberfahrten der beiden Varianten nicht gleich. Dies rührt aus einem Skalierungsfaktor für die Anzahl der Spannungsspiele f_{ni} von kleiner 1 (bei Variante 1) bzw. größer 1 (bei Variante 2).

Auch für die Hauptträger-Pfosten gilt – wie bei der Zusammenfassung zum Vergleich der Kollektive der Hauptträger-Untergurte – dass die Ergebnisse der Spannungsspiele der Messung günstiger sind als jene der Rechnung.

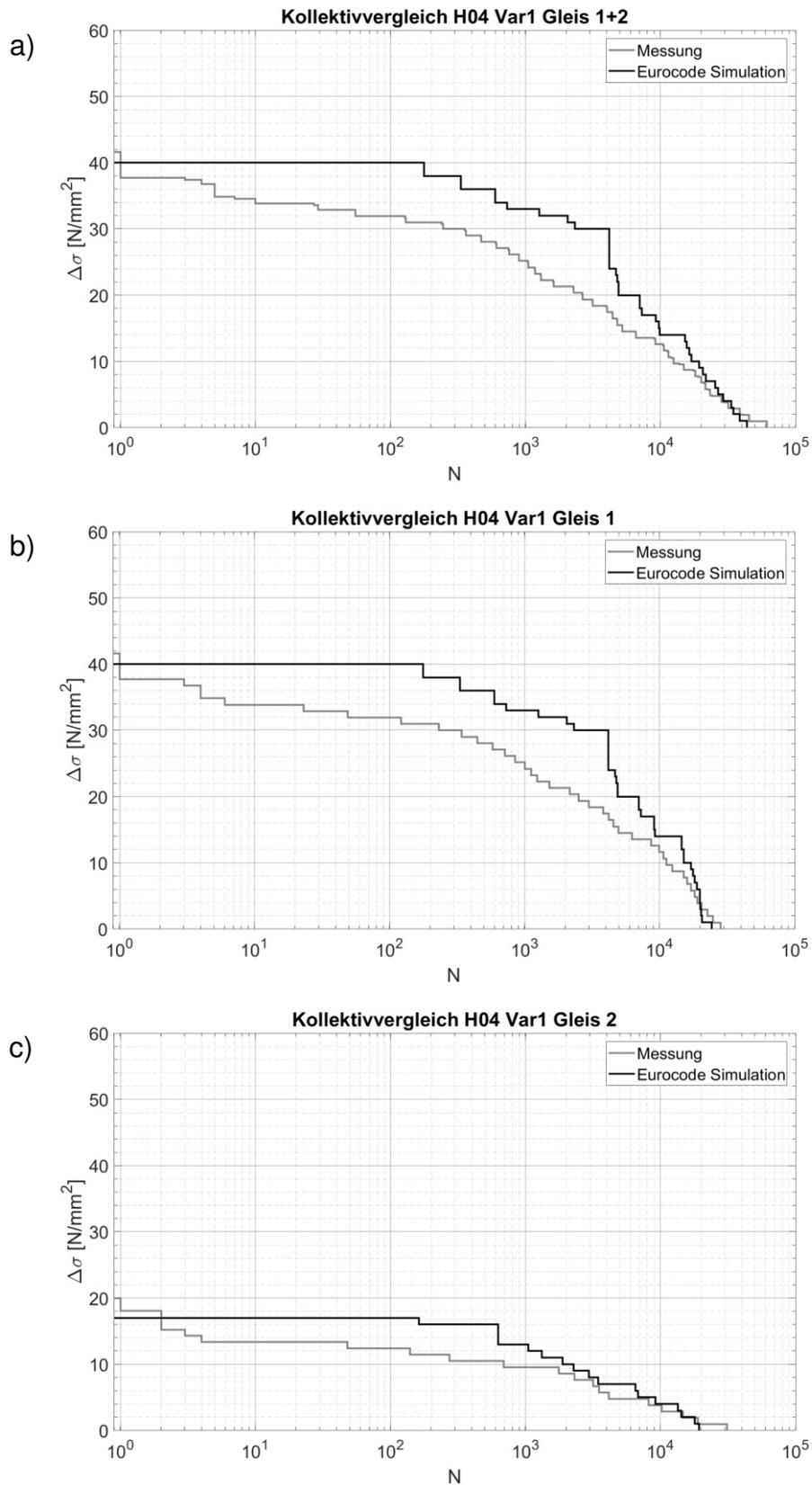


Abb. 96: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven am Hauptträger-Pfosten im Messpunkt H04; a) Gesamtkollektive, b) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 1, c) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 2 – Variante 1: idente Gesamttonnage

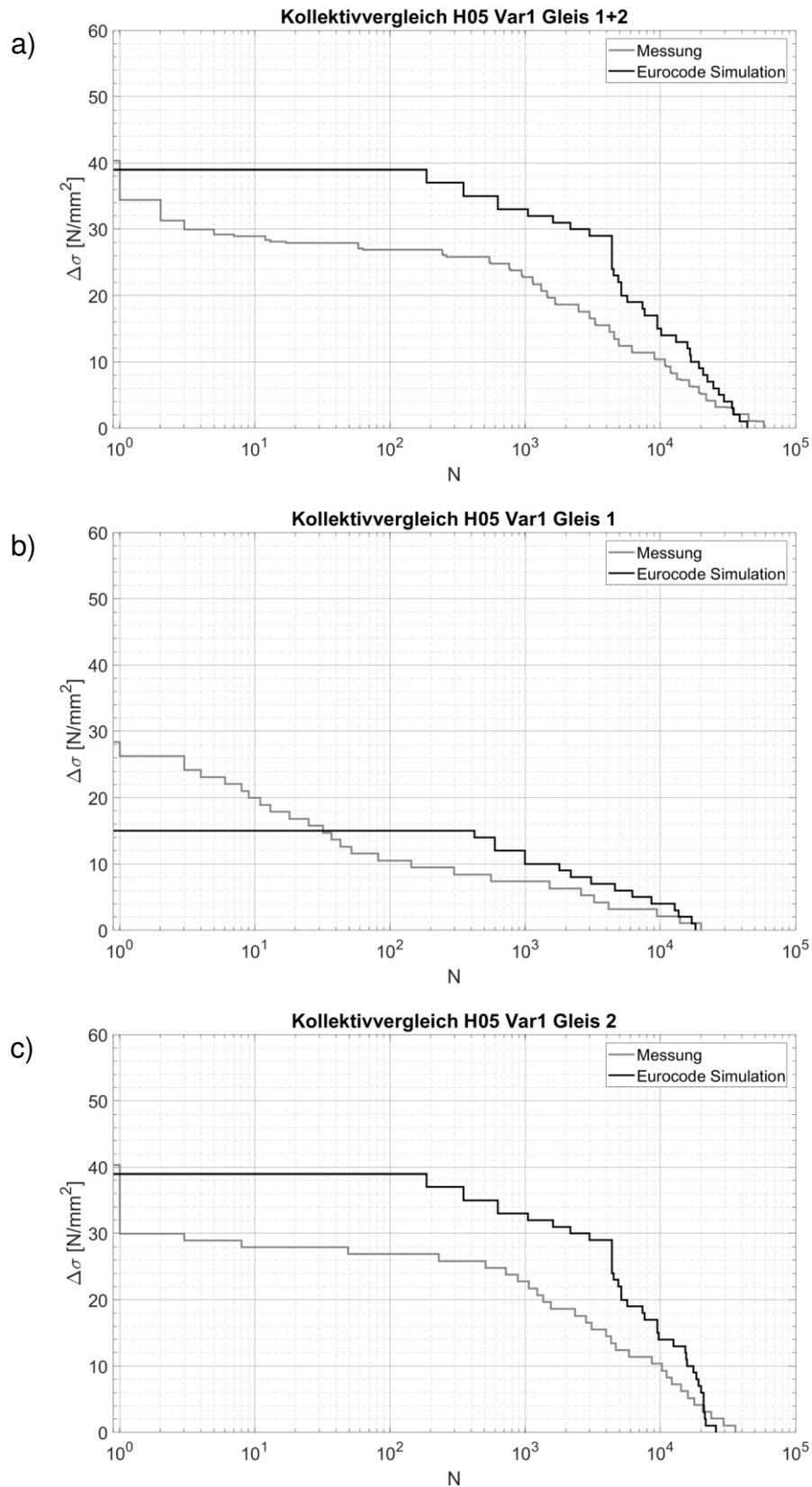


Abb. 97: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven am Hauptträger- Pfosten im Messpunkt H05; a) Gesamtkollektive, b) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 1, c) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 2 – Variante 1: idente Gesamttonnage

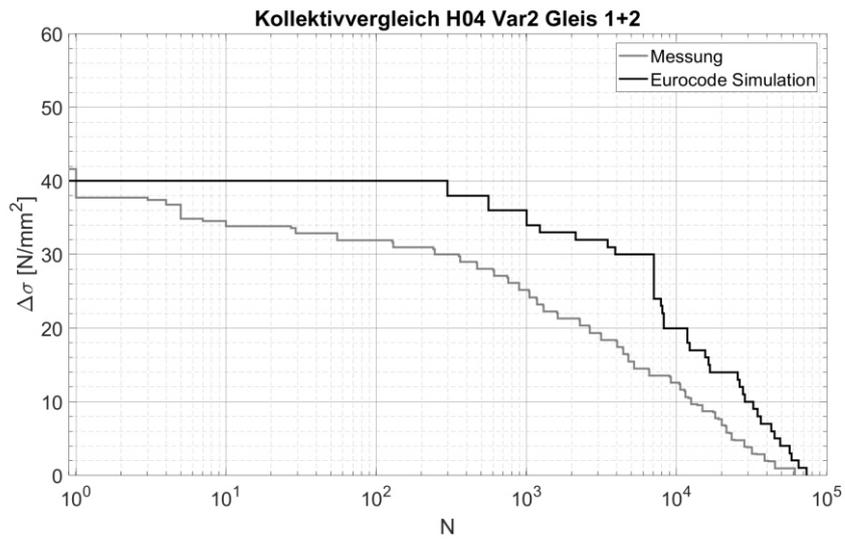


Abb. 98: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven (Gesamtkollektive) am Hauptträger- Pfosten im Messpunkt H04 – Variante 2: idente Zugsanzahl

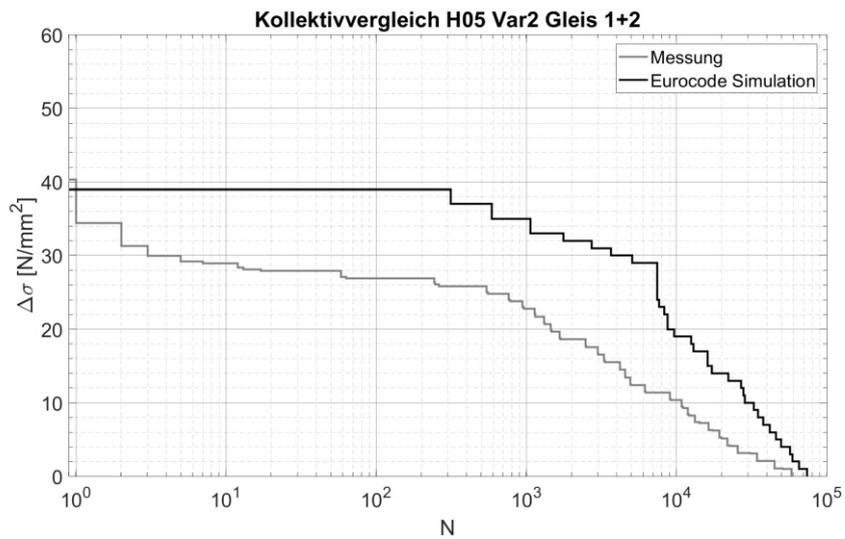


Abb. 99: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven (Gesamtkollektive) am Hauptträger- Pfosten im Messpunkt H05 – Variante 2: idente Zugsanzahl

- Kollektivvergleich für Längsträger (L03 – Messquerschnitt Lges)

- Variante 1 (idente Gesamttonnage):

Abb. 101 stellt die Gesamtkollektive (Teilbild a) und die Teilkollektive für die Zugsüberfahrt auf Gleis 1 (Teilbild b) und auf Gleis 2 (Teilbild c), aus Rechnung und Messung im Messpunkt L03 (Längsträger Lges in der Untergurtmitte), dar. Hierbei wurden die gerechneten Kollektive der Betriebszugsmischung auf eine idente Gesamttonnage entsprechend der gemessenen echten Betriebszüge skaliert. Aus der Zugsüberfahrt auf Gleis 2 (der Messpunkt L03 befindet sich am Obergurt des äußeren Längsträgers des Gleises 2) resultieren die höheren Spannungsspiele (siehe Abb. 101c) im Vergleich zur Zugsüberfahrt auf Gleis 1 in Abb. 101b.

In Abb. 101b sind die höchsten 100 Kollektivstufen der Messung auffällig, da sie die maximale Spannungsspielhöhe der Simulation teilweise deutlich überschreiten. Dies betrifft allerdings nur die Überfahrt auf Gleis 1, bei der in L03 nicht die höchsten Spannungsspiele auftreten. Bei der maßgebenden Betrachtung der Überfahrten auf beiden Gleisen (Gesamtkollektivvergleich in Abb. 101a) zeigt sich, dass die Überschreitungen der Messung gegenüber der Simulation bei der Überfahrt auf Gleis 1 nicht relevant sind, da das Simulationskollektiv von Gleis 1+2 praktisch immer höher liegt als das Gesamtkollektiv der Messung. Dies wird auch durch den Vergleich der schadensäquivalenten Einstufenkollektive in Tab. 8 bestätigt (das schadensäquivalente Einstufenkollektive $\Delta\sigma_e$ der Messung ist um 50% geringer als das der Simulation).

Da die Spannungsspielanzahl N in den Kollektivdarstellungen in einem logarithmischen Maßstab aufgetragen ist und die 100 höchsten Spannungsspiele in Abb. 101b niedriger sind als in Abb. 101c, sind diese in der Darstellung in Abb. 101a praktisch nicht erkennbar.

- Variante 2 (idente Zuganzahl):

Abb. 100 stellt die Gesamtkollektive aus Rechnung und Messung im Messpunkt L03 (Längsträger Lges in der Untergurtmitte) dar. Hierbei wurde das gerechnete Kollektiv der EC-Betriebszugsmischung auf eine idente Zuganzahl, entsprechend der echten gemessenen Betriebszugsüberfahrten, skaliert.

- Zusammenfassung:

Auch für den Längsträgerquerschnitt Lges gilt, dass die Ergebnisse der Spannungsspiele der Messung günstiger sind als jene der Rechnung.

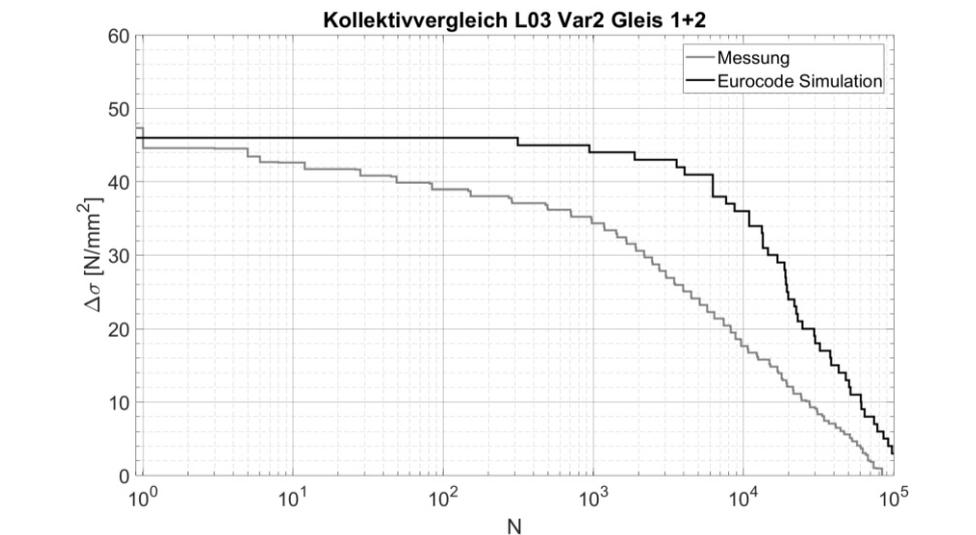


Abb. 100: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven (Gesamtkollektive) am Längsträger im Messpunkt L03 (Messquerschnitt Lges) – Variante 2: idente Zugsanzahl

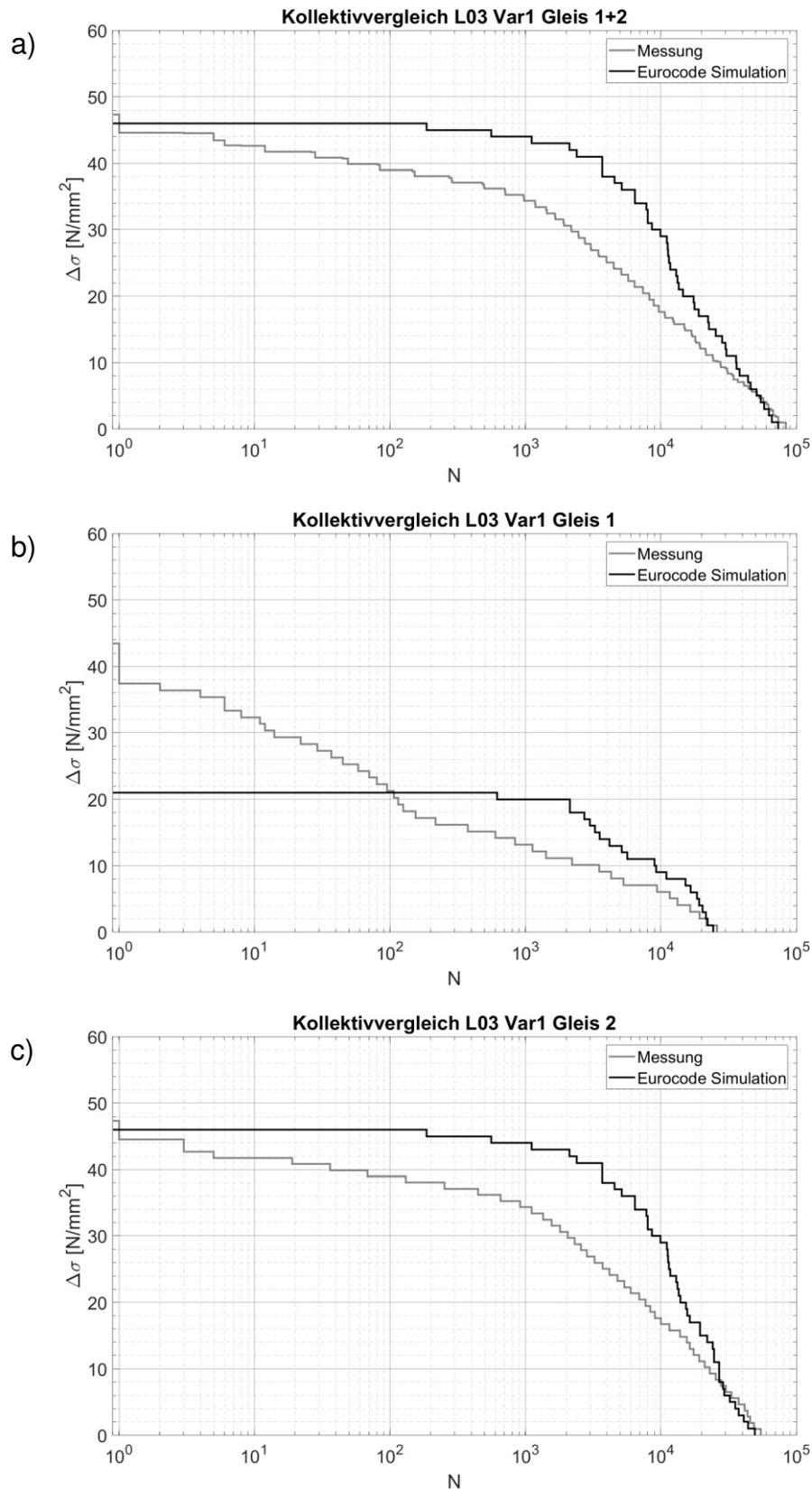


Abb. 101: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven am Längsträger im Messpunkt L03 (Messquerschnitt Lges); a) Gesamtkollektive, b) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 1, c) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 2 – Variante 1: idente Gesamttonnage

- **Querträger (Q03 – Messquerschnitt Qges)**

- Variante 1 (idente Gesamttonnage):

Abb. 102 stellt die Gesamtkollektive (Teilbild a) und die Teilkollektive für die Zugsüberfahrt auf Gleis 1 (Teilbild b) und auf Gleis 2 (Teilbild c), aus Rechnung und Messung im Messpunkt Q03 (Querträger Qges in der Untergurtmitte), dar. Hierbei wurden die gerechneten Kollektive der Betriebszugmischung auf eine idente Gesamttonnage entsprechend der gemessenen echten Betriebszüge skaliert. Aus der Zugsüberfahrt auf Gleis 1 (der Messpunkt Q03 befindet sich nahe des Längsträgeranschlusses des Gleises 1) resultieren die höheren Spannungsspiele.

- Variante 2 (idente Zuganzahl):

Abb. 103 stellt die Gesamtkollektive aus Rechnung und Messung im Messpunkt Q03 (Querträger Qges in der Untergurtmitte) dar. Hierbei wurde das gerechnete Kollektiv der EC-Betriebszugmischung auf eine idente Zuganzahl, entsprechend der echten gemessenen Betriebszugsüberfahrten, skaliert.

- Zusammenfassung:

Der Vergleich der Kollektive in Abb. 102 und Abb. 103 zeigt, dass der real schwerste Zug trotzdem offenbar einzelne wenige Achslasten über 225 kN (der höchsten Achslast der Eurocode Betriebszüge) hatte. Dies ist daran erkennbar, dass die maximalen Spannungsspiele der Messung am Querträger über jenen der Simulation liegen, auch wenn die Anzahl dieser Spannungsspiele, das heißt die Anzahl jener Achslasten die offenbar über 225 kN liegen, äußerst gering ist (etwa 5 Spannungsspiele). Interessant ist dies auch deshalb, da der EC-Betriebszug Typ 5 eine höhere Gesamttonnage innerhalb der Brückenlänge $L = 60$ m aufweist, als der maßgebende ungünstigste Zug innerhalb des Messzeitraumes. Dies ist aus dem Kollektivvergleich am Hauptträger in Abb. 92 ersichtlich.

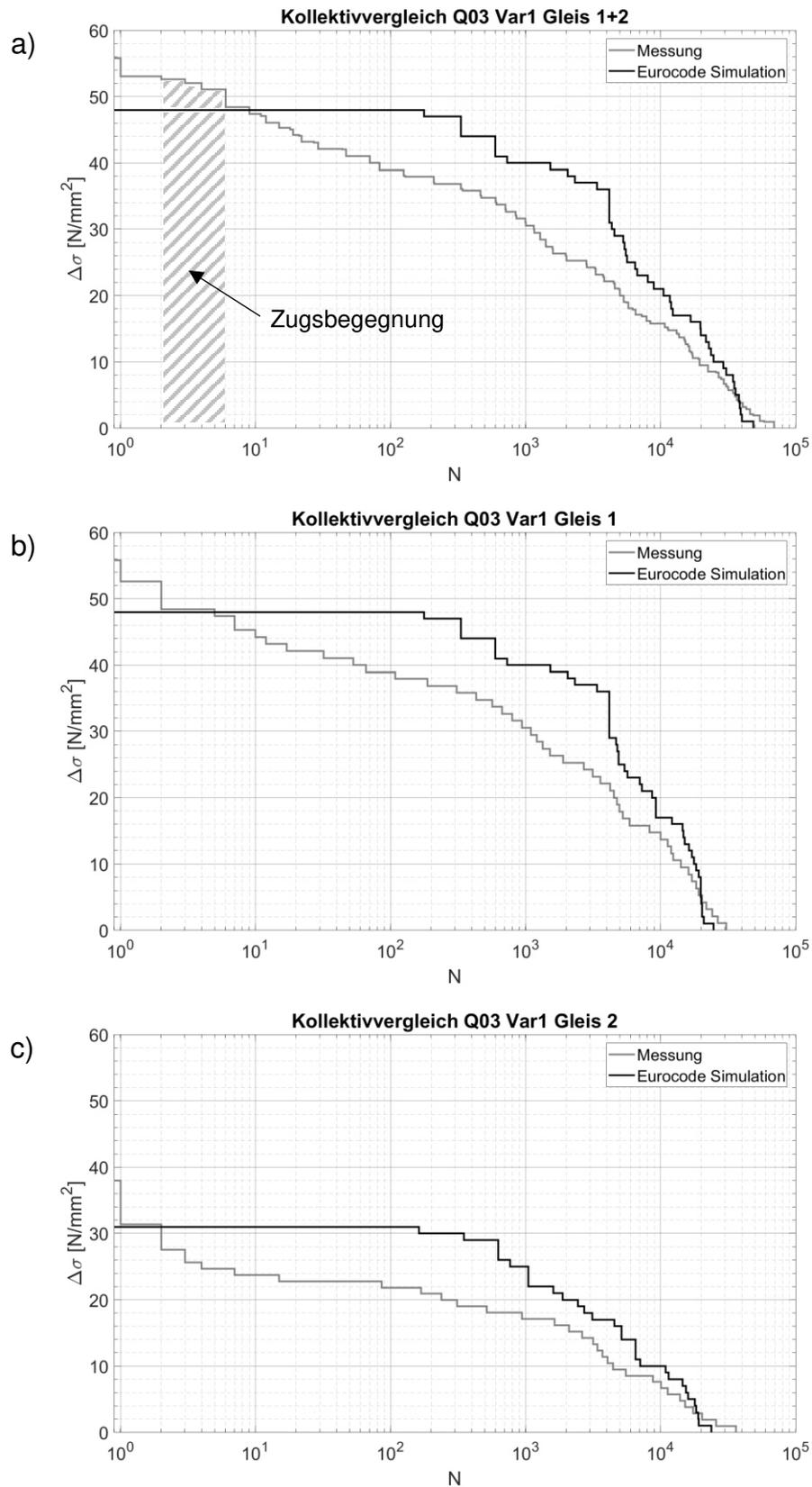


Abb. 102: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven am Querträger im Messpunkt Q03 (Messquerschnitt Qges); a) Gesamtkollektive, b) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 1, c) Kollektive für Zugsüberfahrten auf Gleis 2 – Variante 1: idente Gesamttonnage

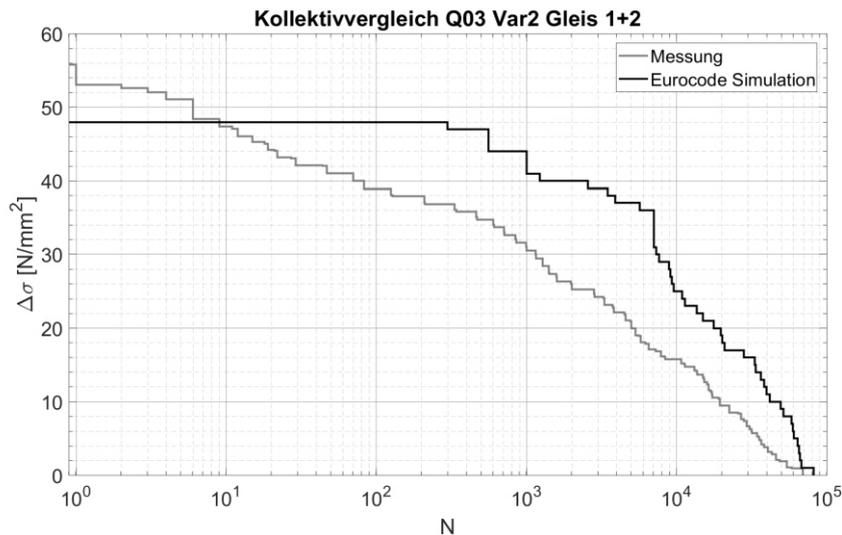


Abb. 103: Vergleich von Mess- und Rechenkollektiven (Gesamtkollektive) am Querträger im Messpunkt Q03 (Messquerschnitt Qges) – Variante 2: idente Zuganzahl

4.5.5 Zusammenfassender Vergleich der schadensäquivalenten Einstufenkollektive $\Delta\sigma_e$

Die unterschiedliche Schädigungswirkung der gemessenen und simulierten Betriebszugkollektive ist über die im vorigen Abschnitt dargestellten Kollektivvergleiche nur schwer quantifizierbar. Daher werden die gemessenen und simulierten Betriebszugkollektive in diesem Abschnitt als schadensäquivalente Einstufenkollektive $\Delta\sigma_e$ in Tab. 8 und Tab. 9 verglichen. Dies ermöglicht eine objektive und einfache Beurteilung der unterschiedlichen Schädigungswirkung. Die schadensäquivalente Einstufenkollektive $\Delta\sigma_e$ wurden gemäß Eurocode 1993-1-9 [6] (vgl. Abschnitt 3.2.1) berechnet.

Die Kollektive wurden für die Vergleiche auf eine idente Gesamttonnage skaliert (vgl. Abschnitt 4.5.2, Variante 1) und entsprechen einer fiktiven Überfahrtsgeschwindigkeit von 0 km/h, d. h. die Kollektive enthalten keine dynamische Erhöhung und Zentrifugalkraftwirkung. Die Normierung der Messkollektive auf rein statische Vertikallasten erfolgte, wie erwähnt, mithilfe eines berechneten Korrekturfaktors f_σ , mit welchem die gemessenen Kollektive multipliziert wurden (vgl. Abschnitt 4.5.1).

Die Länge der Einstufenkollektive n_e entspricht dabei immer der Gesamtanzahl der Betriebszüge ($n_e = 5125$ für Gleis 1+2, $n_e = 2495$ für Gleis 1, $n_e = 2630$ für Gleis 2). Außer dem Gesamtkollektiv (Gleis 1+2) ist auch das Ergebnis für die Überfahrt auf nur einem Gleis angeführt. Damit sind auch die Ergebnisse an einer eingleisigen Eisenbahnbrücke mit abgebildet. Hierfür wurden nur die Überfahrten auf dem Gleis mit der

höheren Schädigungswirkung, für den jeweiligen Messquerschnitt, betrachtet. Dies ergibt höhere schadensäquivalente Einstufenkollektive $\Delta\sigma_e$, als bei Betrachtung beider Gleise, da das Kollektiv für das maßgebende Gleis völliger ist als ein Gesamtkollektiv, mit deutlich geringeren Spannungsspielen $\Delta\sigma_i$ aus dem anderen Gleis.

Um den Effekt darzustellen, der bei Änderung der Höhe der Dauerfestigkeit entsteht, wurde neben der zutreffenden Ermüdungsfestigkeit (FAT-Klasse) nach EN 1993-1-9 in Tab. 8 auch eine um 20 % abgeminderte FAT-Klasse in Tab. 9 untersucht.

Die Änderungen ergeben sich deshalb, da bei der Berechnung von $\Delta\sigma_e$ die teilschädigende Wirkung von Spannungsspielen $\Delta\sigma_i$ unter der Dauerfestigkeit mit berücksichtigt wird (vgl. Abschnitt 3.2.1).

Die beiden folgenden Tabellen, Tab. 8 und Tab. 9, sind gleich aufgebaut. Die erste Spalte definiert den betrachteten Messquerschnitt. Die zweite Spalte zeigt die Kerbfallbezeichnung $\Delta\sigma_c$ (FAT Klasse) des Eurocodes und die dritte Spalte die zugehörige Höhe der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$.

Ab der vierten Spalte erfolgt der Vergleich zwischen den Ergebnissen der Berechnung und der Messung. Für jeden Messquerschnitt wird in der jeweils ersten Zeile das Ergebnis der Berechnung („Gesamtkollektiv aus Rechnung“) und in der jeweils zweiten Zeile das Ergebnis der Messung („Gesamtkollektiv aus Messung“) angeführt. Die dritte Zeile je Messquerschnitt zeigt die relative Abweichung ($\Delta\%$) der beiden Ergebnisse.

Die fünfte Spalte zeigt jeweils das höchste Spannungsspiel $\Delta\sigma_{\max}$ der Rechnung und der Messung. Die sechste Spalte enthält die resultierenden Höhen des schadensäquivalenten Einstufenkollektives $\Delta\sigma_{e,EC}$ für die Spannungskollektive der simulierten und gemessenen Zugsüberfahrten auf beiden Gleisen („Gleis 1+2“). Die siebte Spalte enthält die resultierenden Höhen des schadensäquivalenten Einstufenkollektives $\Delta\sigma_{e,EC}$ für die Spannungskollektive der simulierten und gemessenen Zugsüberfahrten auf dem jeweils höher beanspruchten Gleis („Gleis 1“ oder „Gleis 2“)

Tab. 8: Vergleich von $\Delta\sigma_e$ der Rechenkollektive (Variante 1) und der modifizierten Messkollektive;
 $\Delta\sigma$ in N/mm²

Messquer- schnitt	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_D$	Gesamt- kollektiv aus	$\Delta\sigma_{max}$	$\Delta\sigma_{e,EC}$		$\Delta\sigma_{e,EC}$	
					Gleis 1 + 2		nur ein Gleis	
HT-Unter- gurt bei HT außen (H02)	90	66,3	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	54,0 51,9	17,2 9,1 -47%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	21,9 11,0 -50%	Gleis 1 ($n_e = 2495$)
HT-Unter- gurt bei HT innen (H03)	90	66,3	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	54,0 58,9	17,5 11,4 -35%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	21,8 13,5 -38%	Gleis 2 ($n_e = 2630$)
Hänger bei HT außen (H04)	71	52,3	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	40,0 41,6	22,2 9,8 -56%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	28,2 12,3 -56%	Gleis 1 ($n_e = 2495$)
Hänger bei HT innen (H05)	71	52,3	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	39,0 40,3	21,7 3,0 -86%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	27,0 3,3 -88%	Gleis 2 ($n_e = 2630$)
Untergurt- Mitte bei LT (L03)	80	58,9	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	46,0 47,3	35,4 17,6 -50%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	44,2 21,5 -51%	Gleis 2 ($n_e = 2630$)
Untergurt- Mitte bei QT (Q03)	80	58,9	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	48,0 55,8	28,5 14,7 -48%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	36,2 18,1 -50%	Gleis 1 ($n_e = 2495$)

Tab. 9: Vergleich von $\Delta\sigma_e$ der Rechenkollektive (Variante 1) und der modifizierten Messkollektive bei
 Reduktion der zugehörigen FAT Klasse, zur Darstellung des Einflusses der teilschädigenden Wirkung
 unter der anfänglichen Dauerfestigkeit; $\Delta\sigma$ in N/mm²

Mess- querschnitt	80% $\Delta\sigma_c$	80% $\Delta\sigma_D$	Gesamt- kollektiv aus	$\Delta\sigma_{max}$	$\Delta\sigma_{e,EC}$		$\Delta\sigma_{e,EC}$	
					Gleis 1 + 2		nur ein Gleis	
HT-Unter- gurt bei HT außen (H02)	72	53,1	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	54,0 51,9	20,5 12,0 -41%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	25,7 14,7 -43%	Gleis 1 ($n_e = 2495$)
HT-Unter- gurt bei HT innen (H03)	72	53,1	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	54,0 58,9	20,8 14,4 -31%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	25,6 17,2 -33%	Gleis 2 ($n_e = 2630$)
Hänger bei HT außen (H04)	56,8	41,9	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	40,0 41,6	26,0 13,7 -47%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	33,0 17,1 -48%	Gleis 1 ($n_e = 2495$)
Hänger bei HT innen (H05)	56,8	41,9	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	39,0 40,3	25,3 10,6 -58%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	31,6 12,9 -59%	Gleis 2 ($n_e = 2630$)
Untergurt- Mitte bei LT (L03)	64	47,2	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	46,0 47,3	42,4 23,1 -45%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	52,9 28,2 -47%	Gleis 2 ($n_e = 2630$)
Untergurt- Mitte bei QT (Q03)	64	47,2	Rechnung Messung ($\Delta\%$)	48,0 55,8	33,8 19,0 -44%	Gleis 1+2 ($n_e = 5125$)	42,4 23,5 -45%	Gleis 1 ($n_e = 2495$)

- Zusammenfassende Beurteilung

Man erkennt in Tab. 8 und Tab. 9 für alle Messquerschnitte eine erstaunlich hohe Reduktion der schadensäquivalenten Einstufenbelastung $\Delta\sigma_e$ der Messung, gegenüber der numerischen Simulation, die auch prozentmäßig ausgedrückt ist. Der maßgebende Vergleich in Tab. 8 ergab eine um zumindest 35 % (Messquerschnitt H03) niedrigere gemessene Betriebsbeanspruchung im Vergleich zu der Simulation mit den Lastmodellen des Eurocodes. Dies gilt sowohl bei der Betrachtung beider Gleise als auch für eingleisige Eisenbahnbrücken. Bei den dargestellten Vergleichen wurde der Effekt der Gleislage im Bogen herausgerechnet, wodurch die Ergebnisse auch auf Brücken ohne Gleiskrümmung übertragbar sind. Um jedoch eine generelle Aussage zur tatsächlichen Betriebsbeanspruchung von Eisenbahnbrücken treffen zu können, werden zusätzliche, gleichartige Messungen auf weiteren Brücken empfohlen. Der angeführte Vergleich zeigt jedoch auf jeden Fall das deutliche Potential zur Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer einer Eisenbahnbrücke durch die Einbeziehung der Messung der tatsächlichen Betriebsbeanspruchung.

4.6 Vergleiche unterschiedlicher Berechnungsarten der Schädigungswirkung auf die daraus resultierende Restlebensdauer

Im vorigen Abschnitt wurde ein relativer Vergleich der äquivalenten Einstufenbelastung $\Delta\sigma_e$ zwischen der Messung und der Simulation der Betriebsbeanspruchung durchgeführt, welcher zeigte, dass die vorhandene Betriebsbeanspruchung der Referenzbrücke deutlich niedriger ist, als die normgemäß anzusetzende. In diesem Abschnitt wird ein Vergleich unterschiedlicher Systematiken zur Berechnung der Bauteilschädigung (Ermittlung von $\Delta\sigma_e$) und der daraus resultierenden Restlebensdauer, auf Basis der gerechneten und gemessenen Spannungskollektive gezeigt. Die hier gezeigten Restlebensdauerergebnisse können jedoch nur beispielhaft und nicht als Absolutwerte aufgefasst werden, da die Messung der Betriebsspannungskollektive nur bei einer behördlich verordneten reduzierten Überfahrtsgeschwindigkeit von $v = 60$ km/h erfolgte. In der Vergangenheit wurde die Brücke deutlich schneller befahren und erfuhr daher eine größere dynamische Beanspruchung als bei $v = 60$ km/h gemessen werden konnte. Daher wird im Folgenden ein theoretischer Erhöhungsfaktor ermittelt, mit dem

die gemessenen Kollektive auf eine Überfahrtsgeschwindigkeit von $v = 120$ km/h skaliert werden, um eine möglichst realitätsnahe Basis für die weiteren Vergleiche zu erhalten. Bei einer praktischen Anwendung sollten die Messungen der Betriebsspannungskollektive bei einer repräsentativen (auch in der Vergangenheit üblichen) Überfahrtsgeschwindigkeit stattfinden. Dadurch sind alle dynamischen Effekte direkt in den Messungen abgebildet und der erforderliche Teilsicherheitsfaktor γ_{Ff} kann sehr gering gewählt werden. Beispielsweise wird ein Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_{Ff} = 1,05$ zur Berücksichtigung eventueller Messtoleranzen vorgeschlagen.

4.6.1 Ermittlung des theoretischen Spannungserhöhungsfaktors für $v = 120$ km/h

Durch den Erhöhungsfaktor f_{120} wird versucht, die Messkollektive von 60 km/h auf eine fiktive Überfahrtsgeschwindigkeit von 120 km/h zu skalieren. Dies erfolgt einerseits durch eine Erhöhung mit einem Faktor $f_{dyn,60-120}$, zur Berücksichtigung zusätzlicher dynamischer Beanspruchungen, und andererseits durch die Berücksichtigung erhöhter Zentrifugalkräfte mit einem Faktor f_{ZFK} .

Der Faktor $f_{dyn,60-120}$ wird für den Hauptträger, den Querträger und den Längsträger separat mit den Gleichungen in Eurocode 1991-2, Anhang C [8], berechnet. Daraus ergeben sich die Werte in Tab. 10. Da die Eigenfrequenz n_0 der Brücke nicht bekannt ist, wurde konservativ der im Eurocode angegebene obere Grenzwert für n_0 verwendet.

Tab. 10: Berechnung des dynamischen Erhöhungsfaktors $f_{dyn,60-120}$

		$v = 60$ km/h $v = 16,67$ m/s $\alpha = 0,76$					$v = 120$ km/h $v = 33,33$ m/s $\alpha = 1,00$					$f_{dyn,60-120} = \frac{(1+\varphi)_{120}}{(1+\varphi)_{60}}$
	L_{Φ} [m]	n_0	K	φ'	φ''	$1+\varphi$	K	φ'	φ''	$1+\varphi$		
HT	60	4,43	0,0313	0,0324	0,0001	1,0324	0,0627	0,0669	0,0001	1,0669	1,033	
LT	18	10,91	0,0424	0,0443	0,2616	1,1751	0,0849	0,0928	0,3453	1,2654	1,077	
QT	20,4	9,93	0,0411	0,0429	0,2117	1,1488	0,0823	0,0896	0,2795	1,2294	1,070	

Der Faktor zur Beurteilung des Zentrifugalkrafteffektes, bei einer Geschwindigkeitserhöhung von 60 km/h auf 120 km/h, wird mit den Werten der numerischen Studie zum

Einfluss der Zentrifugalkraft berechnet (vgl. Abschnitt 4.4.1 und Tab. 6) und ist zusammen mit dem resultierenden Erhöhungsfaktor f_{120} in Tab. 11 für die jeweiligen Messquerschnitte angeführt ($f_{120} = f_{\text{dyn},60-120} \cdot f_{\text{ZFK}}$). Bei den bogeninnenseitigen Messquerschnitten (im Vergleich zum befahrenen Gleis) ergibt sich eine günstige Wirkung (Faktor $f_{\text{ZFK}} < 1,0$) und bei den bogenaußenseitigen Messquerschnitten ergibt sich eine erhöhte Beanspruchung (Faktor $f_{\text{ZFK}} > 1,0$) durch die Erhöhung der Überfahrts- geschwindigkeit.

Tab. 11: Erhöhungsfaktor f_{120} pro Messquerschnitt und befahrenem Gleis

Messquer- schnitt	DMS- Bez.	Belastung	maximale Spannung σ_x [N/mm ²] der num. Simula- tion der Überfahrt bei		$f_{\text{ZFK}} = \sigma_{x,120}/\sigma_{x,60}$ Erhöhung 60 auf 120 km/h	$f_{\text{dyn},60-120}$	$f_{120} = f_{\text{ZFK}} \cdot f_{\text{dyn},60-120}$
			60 km/h	120 km/h			
HTa - UG	H1/H2	Gleis 1	29,6	34,3	1,1588	1,033	1,1970
		Gleis 2	18,4	23,0	1,2500	1,033	1,2913
HTi - UG	H3	Gleis 1	14,8	10,2	0,6892	1,033	0,7119
		Gleis 2	26,3	21,6	0,8213	1,033	0,8484
HTa - PF	H4	Gleis 1	21,4	22,8	1,0654	1,033	1,1006
		Gleis 2	9,3	10,3	1,1075	1,033	1,1440
HTi - PF	H5	Gleis 1	7,7	6,8	0,8831	1,033	0,9122
		Gleis 2	20,0	18,6	0,9300	1,033	0,9607
QT - Qges	Q1 (OG)	Gleis 1	-27,5	-23,4	0,8509	1,070	0,9105
		Gleis 2	-18,8	-20,6	1,0957	1,070	1,1724
	Q3 (UG)	Gleis 1	24,4	20,8	0,8525	1,070	0,9122
		Gleis 2	16,7	18,3	1,0958	1,070	1,1725
LT - Lges	L1 (OG)	Gleis 1	-4,5	-3,9	0,8667	1,077	0,9334
		Gleis 2	-23,6	-29,3	1,2415	1,077	1,3371
	L3 (UG)	Gleis 1	6,9	6,8	0,9855	1,077	1,0614
		Gleis 2	25,0	32,3	1,2920	1,077	1,3915

4.6.2 Resultierende Einstufenkollektive

Zur Beurteilung der Bauteilschädigung, muss ein Spannungskollektiv in ein schadens- äquivalentes Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$ umgerechnet werden. Wie in Abschnitt 3.2 gezeigt wurde, kann die Berechnung eines schadensäquivalenten Einstufenkollektives $\Delta\sigma_e$ auf unterschiedliche Weise erfolgen. Dieser Abschnitt zeigt die Ergebnisse bei Anwen- dung der: (i) elementaren Miner-Regel (gleiche Schädigung für alle Kollektivstufen), (ii) der modifizierten Miner-Regel (teilschädigende Wirkung wird mit flacherer Schädi- gungs-Wöhler-Linie unterhalb der Dauerfestigkeit berücksichtigt), (iii) der Schädi- gungsberechnung gemäß Eurocode und, (iv) der konsequenten Miner-Regel. Den Er- gebnisvergleich zeigt Tab. 12 und Tab. 13. Dabei wurden in Tab. 12 die Teilsicher-

heitsbeiwerte γ_{Ff} und γ_{Mf} mit 1,0 festgelegt. In Tab. 13 wurden zum Vergleich die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{Ff} = 1,05$, zur Berücksichtigung etwaiger Messtoleranzen, und $\gamma_{Mf} = 1,15$ angenommen (vgl. Eurocode EN 1993-1-9 [6], Tabelle 3.1). Die Werte von $\Delta\sigma_e$ in Tab. 13 enthalten bereits den Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ff} – es wurde das gesamte zugrundeliegende Spannungskollektiv zuerst mit $\gamma_{Ff} = 1,05$ erhöht und anschließend mit den angeführten Miner-Regeln in $\Delta\sigma_e$ umgewandelt.

Der Vergleich von Tab. 12 und Tab. 13 zeigt auch die Auswirkungen der veränderten Höhe der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ im Verhältnis zum Höchstwert des Spannungskollektivs $\Delta\sigma_{max}$. (Anm.: $\Delta\sigma_e = 0$ bedeutet, dass keine Schädigungswirkung berechenbar ist. Dies ergibt sich entweder dadurch, dass alle Spannungsspiele unterhalb des Cut-Off-Limits $\Delta\sigma_L$ des Eurocodes liegen, oder im Fall der konsequenten Minerregel, dass alle Spannungsspiele unterhalb der anfänglichen Dauerfestigkeit liegen.)

Der Vergleich der Einzelgleiskollektive mit dem Gesamtkollektiv (Gleis 1+2) zeigt, dass $\Delta\sigma_e$ bei der Betrachtung eines Gleises größer ist, als bei der Betrachtung beider Gleise. Dies ergibt sich, wie erwähnt, wegen der völligeren Kollektivform bei Betrieb mit nur einem Gleis.

Bei allen Fällen zeigt sich folgendes Verhältnis der Einzelwerte zueinander:

$$\Delta\sigma_{e,elem} > \Delta\sigma_{e,mod} > \Delta\sigma_{e,EC} > \Delta\sigma_{e,kons}$$

Wie erwartet, erfährt der Längsträger (Messquerschnitt L03) die höchsten Spannungsspiele $\Delta\sigma_e$, das schadensäquivalente Einstufenkollektiv ist bei L03 unabhängig von der Berechnungsart am größten.

Die Gesamtkollektive (Gleis 1+2) enthalten auch die Effekte von Zugsbegegnungen auf der Brücke. Dies wird durch die höheren Werte von $\Delta\sigma_{max}$ bei Gleis 1+2, im Vergleich zur separaten Betrachtung der Gleise bei H02 und Q03, ersichtlich. Insgesamt konnten im Messzeitraum von 28 Tagen 92 Zugsbegegnungen gemessen werden. Die Spannungsspiele der Zugsbegegnungen wurden dabei jeweils mit dem gemittelten Erhöhungsfaktor f_{120} von Gleis 1 und Gleis 2 skaliert, da bei einer Zugsbegegnung auf der Brücke auch beide Gleise befahren werden. Betrachtet man die Gesamtkollektive, so sind die Effekte aus den gemessenen Zugsbegegnungen von untergeordnetem Einfluss.

Tab. 12: Einstufenkollektive für Messkollektive bei $v = 120 \text{ km/h}$
(Erhöhung mit f_{120} ; $\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$)

Mess- querschnitt	WL		Belastung	$\Delta\sigma_{\max}$	n_e	elementare Miner-Regel (ohne $\Delta\sigma_D$)	modifizierte Miner-Regel (EC - ohne $\Delta\sigma_L$)	Euro- code	konsequente Miner-Regel
	$\Delta\sigma_C$	$\Delta\sigma_D$				$\Delta\sigma_{e,elem}$	$\Delta\sigma_{e,mod}$		$\Delta\sigma_{e,EC}$
HT-Unter- gurt bei HT außen (H02)	90	66,3	Gleis 1	62,2	2495	30,73	21,41	19,52	0
			Gleis 2	43,9	2630	19,20	9,82	6,60	0
			Gleis 1+2	69,7	5125	26,65	18,09	16,35	9,80
HT-Unter- gurt bei HT innen (H03)	90	66,3	Gleis 1	31,3	2495	9,73	3,33	0	0
			Gleis 2	42,4	2630	20,37	11,02	8,06	0
			Gleis 1+2	42,4	5125	17,12	9,09	6,58	0
Hänger bei HT außen (H04)	71	52,3	Gleis 1	47,3	2495	34,70	21,29	17,28	0
			Gleis 2	24,0	2630	13,25	4,61	0	0
			Gleis 1+2	47,3	5125	28,31	17,14	13,89	0
Hänger bei HT innen (H05)	71	53,3	Gleis 1	24,6	2495	7,67	2,43	0	0
			Gleis 2	37,5	2630	24,22	12,05	2,17	0
			Gleis 1+2	37,5	5125	19,87	9,83	1,94	0
Untergurt- Mitte bei LT (L03)	80	58,9	Gleis 1	45,6	2495	17,71	7,64	4,66	0
			Gleis 2	71,0	2630	65,59	51,79	49,70	38,28
			Gleis 1+2	71,0	5125	53,39	41,86	40,12	30,73
Untergurt- Mitte bei QT (Q03)	80	58,9	Gleis 1	48,3	2495	32,44	17,75	10,35	0
			Gleis 2	46,9	2630	25,34	12,19	3,40	0
			Gleis 1+2	55,2	5125	29,88	16,10	9,78	0

Tab. 13: Einstufenkollektive für Messkollektive bei $v = 120 \text{ km/h}$
(Erhöhung mit f_{120} ; $\gamma_{Ff} = 1,05$ und $\gamma_{Mf} = 1,15$)

Mess- querschnitt	WL		Belastung	$\Delta\sigma_{\max}$	n_e	elementare Miner-Regel (ohne $\Delta\sigma_D$)	modifizierte Miner-Regel (EC - ohne $\Delta\sigma_L$)	Euro- code	konsequente Miner-Regel
	$\frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$	$\frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$				$\Delta\sigma_{e,elem}$	$\Delta\sigma_{e,mod}$		$\Delta\sigma_{e,EC}$
HT-Unter- gurt bei HT außen (H02)	78,3	57,7	Gleis 1	65,4	2495	32,26	25,34	23,69	21,24
			Gleis 2	46,1	2630	20,16	11,69	9,24	0
			Gleis 1+2	73,2	5125	27,98	21,32	19,82	18,07
HT-Unter- gurt bei HT innen (H03)	78,3	57,7	Gleis 1	32,9	2495	10,22	3,96	1,67	0
			Gleis 2	44,5	2630	21,39	13,13	10,85	0
			Gleis 1+2	44,5	5125	17,98	10,82	8,93	0
Hänger bei HT außen (H04)	61,7	45,5	Gleis 1	49,7	2495	36,43	25,34	23,08	8,28
			Gleis 2	25,2	2630	13,92	5,49	1,23	0
			Gleis 1+2	49,7	5125	29,72	20,41	18,53	7,39
Hänger bei HT innen (H05)	61,7	45,5	Gleis 1	25,9	2495	8,06	2,89	1,31	0
			Gleis 2	39,3	2630	25,44	14,35	10,30	0
			Gleis 1+2	39,3	5125	20,86	11,70	8,34	0
Untergurt- Mitte bei LT (L03)	69,6	51,3	Gleis 1	47,9	2495	18,59	9,10	6,79	0
			Gleis 2	74,5	2630	68,87	59,67	58,43	57,15
			Gleis 1+2	74,5	5125	56,06	48,26	47,23	46,14
Untergurt- Mitte bei QT (Q03)	69,6	51,3	Gleis 1	50,8	2495	34,07	21,13	17,43	0
			Gleis 2	49,2	2630	26,61	14,51	8,27	0
			Gleis 1+2	58,0	5125	31,38	19,14	15,27	9,32

4.6.3 Verfügbare Gesamt- bzw. Restlebensdauer

Wie der vorige Abschnitt zeigte, ergibt sich das höchste schadensäquivalente Einstufenkollektiv am Längsträger (Messquerschnitt L03). Dies bedeutet, dass der Längsträger, bei Berücksichtigung der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ nach Tab. 12 bzw. Tab. 13, maßgebend für die Restlebensdauer der Eisenbahnbrücke ist. In diesem Abschnitt wird zuerst die Schädigungssumme D und anschließend die mögliche Gesamt- sowie Restlebensdauer für den Längsträger in vereinfachter Form berechnet. Diese Abschätzung der Restlebensdauer soll nur aufzeigen, dass geringe Änderungen von $\Delta\sigma_e$ zu großen Änderungen der Restlebensdauer führen. Die Grundlage in diesem Beispiel ist die bei 60 km/h gemessene und auf 120 km/h hochskalierte Betriebsbeanspruchung. Die Berechnung der Restlebensdauer erfolgt hier vereinfachend unter der Annahme, dass die Brücke in der Vergangenheit dieselbe Betriebsbeanspruchung erfahren hat, wie zum Zeitpunkt der Messung sowie auch in der Zukunft. Bei einer praktischen Restlebensdauerberechnung ist für die Betriebsbeanspruchung der Zukunft eventuell die höhere, normgemäße Betriebsbeanspruchung anzusetzen und die gemessene Betriebsbeanspruchung wird nur zur Berechnung der bisherigen Schädigungssumme verwendet.

In Gl. 29 wird die Schädigungssumme mit $\Delta\sigma_{e,EC}$ aus Tab. 13 für den Messzeitraum von 28 Tagen berechnet, auf Basis der gemessenen Zuganzahl n_e . Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Ff} = 1,05$ ist hier bereits in $\Delta\sigma_{e,EC}$, durch die Erhöhung des zugrundeliegende Spannungskollektiv mit γ_{Ff} , inkludiert. Daraus ergibt sich unter den zuvor genannten Annahmen eine Gesamtlebensdauer (LD) von 96 und Restlebensdauer (RLD) von 44 Jahren (vgl. Gl. 30 und Gl. 31). Dies ist insofern erfreulich, da mit dem konventionellen Restlebensdauernachweis für diesen Bauteil keine Restlebensdauer mehr nachgewiesen werden konnte. Auch wenn das RLD-Ergebnis in Gl. 31 nur einen Beispielwert darstellt (das zugrundeliegende Beanspruchungskollektiv wurde nicht bei den in der Vergangenheit üblichen Überfahrtsgeschwindigkeiten gemessen, sondern nur theoretisch von 60 km/h auf 120 km/h hochskaliert), zeigt sich deutlich das Potential zur Erweiterung der rechnerischen Restlebensdauer, bei Einbeziehung der tatsächlich gemessenen Betriebsbeanspruchung an den kritischen Detailpunkten.

$$D_{L03, 28 \text{ Tage, EC}} = \frac{\Delta\sigma_{e,EC}^3 \cdot n_e}{\left(\frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}\right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6} = \frac{47,23^3 \cdot 5125}{\left(\frac{80}{1,15}\right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6} = 8,017 \cdot 10^{-4} \quad \text{Gl. 29}$$

$$LD_{EC} = \frac{1}{D_{L03, 28 \text{ Tage, EC}}} \cdot \frac{28}{365} = \frac{1}{8,017 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{28}{365} = 96 \text{ Jahre} \quad \text{Gl. 30}$$

$$RLD_{EC} = LD_{EC} - \text{bisherige Lebensdauer} = 96 - (2017 - 1965) = 44 \text{ Jahre} \quad \text{Gl. 31}$$

Der Einfluss der teilschädigenden Wirkung von Spannungsspielen unter der anfänglichen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ wird durch einen Vergleich mit der rechnerischen Restlebensdauer basierend auf der elementaren Miner-Regel deutlich. Bei der elementaren Miner-Regel werden, sehr konservativ, alle Spannungsspiele als gleich schädigend angesehen. Mit $\Delta\sigma_{e,elem}$ aus Tab. 13 (der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Ff} = 1,05$ ist bereits inkludiert), ergibt sich in diesem Beispiel eine Gesamtlebensdauer von 57 Jahren und damit eine Restlebensdauer von nur 5 Jahren (vgl. Gl. 32 bis Gl. 34).

$$D_{L03, 28 \text{ Tage, elem}} = \frac{\Delta\sigma_{e,elem}^3 \cdot n_e}{\left(\frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}\right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6} = \frac{56,06^3 \cdot 5125}{\left(\frac{80}{1,15}\right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6} = 13,41 \cdot 10^{-4} \quad \text{Gl. 32}$$

$$LD_{elem} = \frac{1}{D_{L03, 28 \text{ Tage, elem}}} \cdot \frac{28}{365} = \frac{1}{13,41 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{28}{365} = 57 \text{ Jahre} \quad \text{Gl. 33}$$

$$RLD_{elem} = LD_{elem} - \text{bisherige Lebensdauer} = 57 - (2017 - 1965) = 5 \text{ Jahre} \quad \text{Gl. 34}$$

Berechnet man die Restlebensdauer mit $\Delta\sigma_{e,kons}$ aus Tab. 13 (der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Ff} = 1,05$ ist bereits inkludiert), d. h. die Schadensakkumulation wurde mit der konsequenten Miner-Regel durchgeführt, ergeben sich die Werte in Gl. 35 bis Gl. 37 und eine mögliche Restlebensdauer von 51 Jahren. Diese ist um 7 Jahre größer als bei Anwendung der Schadensakkumulationsregeln des Eurocodes (vgl. Gl. 31). Dabei wurde wie im Eurocode eine maximale Schädigungssumme $D = 1,0$ angenommen. Die Empfehlung in der FKM Richtlinie [22], dass bei der Anwendung der konsequenten Miner-Regel nur eine maximale Schädigungssumme von $D = 0,5$ anzusetzen ist, er-

scheint für diesen Fall, insbesondere im Vergleich zum Eurocode deutlich zu konservativ. Dies vor allem deshalb, da der mögliche, günstige Mittelspannungseffekt in keiner Weise erfasst wurde.

$$D_{L03, 28 \text{ Tage, kons}} = \frac{\Delta\sigma_{e,kons}^3 \cdot n_e}{\left(\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}\right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6} = \frac{46,14^3 \cdot 5125}{\left(\frac{80}{1,15}\right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6} = 7,479 \cdot 10^{-4} \quad \text{Gl. 35}$$

$$LD_{kons} = \frac{1}{D_{L03, 28 \text{ Tage, kons}}} \cdot \frac{28}{365} = \frac{1}{7,479 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{28}{365} = 103 \text{ Jahre} \quad \text{Gl. 36}$$

$$RLD_{EC} = LD_{EC} - \text{bisherige Lebensdauer} = 103 - (2017 - 1965) = 51 \text{ Jahre} \quad \text{Gl. 37}$$

Durch diesen einfachen Restlebensdauervergleich wird deutlich, welches Potential zur Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer in der Schädigungsberechnung steckt.

Eine genaue Messung der tatsächlichen Betriebsbeanspruchung eliminiert viele Modellierungsunschärfen bei der numerischen Simulation der Betriebsbeanspruchung. Das heißt, durch die Messung direkt an den ermüdungskritischen Bauteildetails können alle Effekte der Lastabtragung erfasst werden. Allein dieser Ansatz ermöglichte eine deutliche Verlängerung der Restlebensdauer im angeführten Beispiel. Durch den Vergleich der Systematik zur Schadensakkumulation des Eurocodes mit der konsequenten Miner-Regel wird zusätzliches Potential zur Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer aufgezeigt.

Dass das ermüdungskritische Bauteildetail am Längsträger (der geschweißte Quersteifenanschluss) auch nach 52 Betriebsjahren noch eine rechnerische Restlebensdauer hatte, zeigte sich an der Tatsache, dass bei keinem der 120 Quersteifenanschlüssen (10 Felder mit je 4 Längsträgern und 3 Quersteifen pro Längsträger, davon insgesamt 40 Quersteifenanschlüsse in Feldmitte) Ermüdungsrisse vorhanden waren.

5 Vergleich der Wöhlerlinienkonzepte am Beispiel eines Referenzdetails

Grundlage jeder Restlebensdauerberechnung ist die Identifikation kritischer Bauteildetails. Ein Bauteildetail im Stahlbrückenbau, das im Ermüdungsnachweis häufig bemessungsbestimmend ist, ist ein geschweißter Steifenanschluss (z. B. der Anschluss einer Quersteife am Ober- und Untergurt eines Längsträgers, vgl. Abb. 104). Auch die rechnerische Restlebensdauer der am Institut für Stahlbau hinsichtlich Ermüdung mit dem Nennspannungskonzept untersuchten Eisenbahnbrücke mit offener Fahrbahn (vgl. Abb. 1), wurde unter anderem durch die Ermüdungsfestigkeit dieses Details bestimmt [14]. Aus diesem Grund wird im Folgenden die Anwendung alternativer Wöhlerlinienkonzepte zur Beurteilung der Ermüdungstragfähigkeit für dieses repräsentative Detail analysiert. Durch das Strukturspannungs- und Kerbspannungskonzept kann die tatsächlich vorhandene Bauteilgeometrie deutlich genauer als mit dem Nennspannungskonzept abgebildet werden. Mit Hilfe einer Variation der geometrischen Abmessungen des Quersteifenanschlusses, ist somit auch eine Differenzierung der Ermüdungsfestigkeit innerhalb eines Kerbfalls des Nennspannungskonzeptes möglich. In diesem Abschnitt sollen vorhandene Reserven bei der rechnerischen Beurteilung der Restlebensdauer im Vergleich zum Nennspannungskonzept aufgezeigt und die Anwendung der alternativen Konzepte praktisch verdeutlicht werden. Darüber hinaus wird die Auswirkung unterschiedlicher Detailabmessungen auf die Ermüdungsfestigkeit sichtbar.

5.1 Referenzdetail: Quersteifenanschluss

Das Referenzdetail für den Konzeptvergleich entspricht einem Quersteifenanschluss am Untergurt eines I-Trägers bei reiner Biegebeanspruchung (vgl. Abb. 104). Der maßgebende Bereich mit der höchsten Spannungskonzentration am Untergurt ist im Längsschnitt (mittleres Teilbild) schematisch eingetragen. Zusätzlich ist beispielhaft das lokale Spannungsfeld (Spannungen σ_x) im rechten Teilbild, als Ergebnis einer Finiten Elemente Rechnung, dargestellt. Durch die Spannungsspiele $\Delta\sigma$ im Untergurt und die entstehende zusätzliche Spannungskonzentration vor der Schweißnaht bzw. am Schweißnahtübergang ist die Ermüdungsschädigung in diesem Bereich am größten.

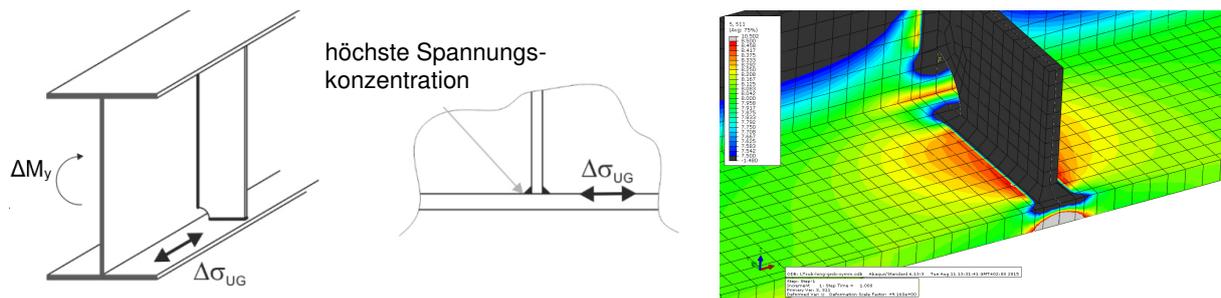


Abb. 104: Darstellung eines Quersteifenanschlusses mit resultierender Spannungskonzentration, Farbskala im rechten Teilbild von $< 75 \text{ N/mm}^2$ (schwarz) bis $> 85 \text{ N/mm}^2$ (hellgrau), Nennspannung am UG = 80 N/mm^2 (grün)

Die Konzepte wurden für die in Tab. 14 angeführten Abmessungsvarianten verglichen. Alle Abmessungsbezeichnungen sind in Abb. 105 angegeben. Die Varianten V1 bis V10 ergaben sich durch eine Variation der Untergurtdicke t_{UG} und der Anschlusslänge L , da diese Größen hauptverantwortlich für die Höhe der Spannungskonzentration sind. Die übrigen Abmessungen wurden so angepasst, dass sich in etwa realistische Geometrieverhältnisse für den Längsträger einer Eisenbahnbrücke ergeben. Die Varianten V6 und V10, mit einer baupraktisch eher unüblichen Steifendicke von $t_{St} = 20 \text{ mm}$, sind in diesem Zusammenhang als Grenzwertbetrachtung zu sehen, da der Nennspannungskerbfall des Eurocodes bis zu einer Anschlusslänge von $L = 50 \text{ mm}$ definiert ist.

Tab. 14: Untersuchte Abmessungsvarianten, Detailabmessungen in mm (Symbole und Bezeichnungen vgl. Abb. 105)

Variante	b	h	t_{UG}	t_{St}	a	a_h	L
V1	240	900	12	8	4	5,7	19,3
V2	240	900	12	12	6	8,5	29,0
V3	240	900	24	8	4	5,7	19,3
V4	240	900	24	12	6	8,5	29,0
V5	240	900	24	16	8	11,3	38,6
V6	240	900	24	20	10	14,1	48,3
V7	600	1500	40	8	4	5,7	19,3
V8	600	1500	40	12	6	8,5	29,0
V9	600	1500	40	16	8	11,3	38,6
V10	600	1500	40	20	10	14,1	48,3

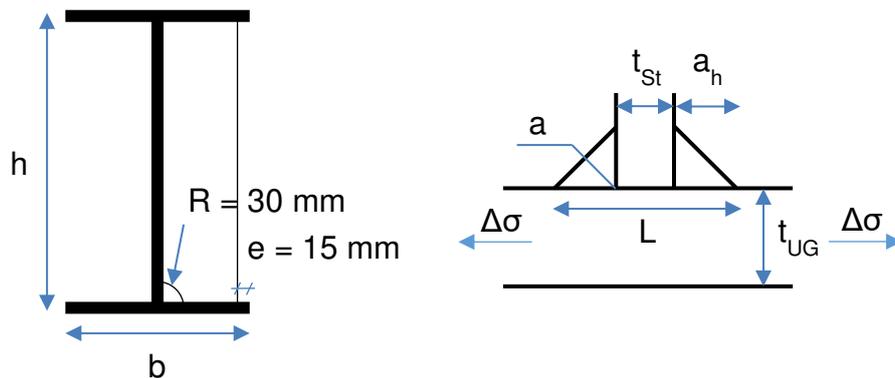


Abb. 105: Quersteifenanschluss, Anlageverhältnisse und Bezeichnungen

5.2 Klassifizierung der Ermüdungsfestigkeit

Da die zutreffende Klassifizierung der Ermüdungsfestigkeit einen wesentlichen Einfluss auf die resultierende Lebensdauer des Bauteildetails hat, wird in diesem Abschnitt auf die unterschiedlichen Kerbfallzuordnungen eingegangen.

5.2.1 Nennspannungskonzept

Abb. 106 zeigt einen Auszug aus Tabelle 8.4 des Eurocode 1993-1-9 [6] zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit des Quersteifenanschlusses im Nennspannungskonzept. Anschlusslängen $L \leq 50$ mm werden als FAT 80 ($\Delta\sigma_c = 80$ N/mm² bei $N = 2 \cdot 10^6$) klassifiziert. Darüber hinaus gilt, bis zu einer Anschlusslänge von $L \leq 80$ mm, FAT Klasse 71.

Im Kerbfalkatalog des International Institute of Welding (IIW) [21] wird der Quersteifenanschluss praktisch gleichwertig klassifiziert. Allerdings wird der Größeneinfluss gegenüber dem Eurocode etwas detaillierter berücksichtigt. Ein Kehlnahtanschluss mit einer Anschlusslänge L (Definition von L gemäß Abb. 105, im Kerbfalkatalog des Eurocodes wird für die Anschlusslänge die Bezeichnung l verwendet, vgl. Abb. 106) kleiner als oder gleich der Dicke des Basisblechs ($L \leq t_{UG}$) wird als FAT 80 klassifiziert. Ist die Anschlusslänge L größer als die Dicke des Basisblechs, wird FAT Klasse 71 angegeben. Gemäß IIW Richtlinie gelten die Kerbfälle nur für Blechdicken $t \leq 25$ mm und müssen bei dickeren Blechen reduziert werden.

Die Berücksichtigung des Blechdickeneinflusses bei Blechdicken $t > 25$ mm wird in Abschnitt 5.2.4 behandelt. Der Eurocode fordert nur für einige ausgewählte Kerbfälle

eine Reduktion der Ermüdungsfestigkeit bei Blechdicken $t > 25$ mm. Der diesbezügliche Reduktionsfaktor k_s ist im Kerbfallkatalog direkt bei den entsprechenden Kerbfällen angegeben. In Abb. 106 ist kein Reduktionsfaktor k_s angegeben, gemäß Eurocode ist bei diesem Detail daher keine Reduktion aufgrund des Blechdickeneffektes erforderlich.

Beide Kerbfallkataloge, sowohl gemäß Eurocode wie auch gemäß IIW, inkludieren beim Nennspannungskonzept Spannungserhöhungseffekte aus Imperfektionen bis zu einem Faktor von $k_m = 1,2$. Darüber hinausgehende Imperfektionseffekte müssen bei der Spannungsberechnung Berücksichtigung finden.

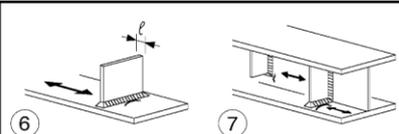
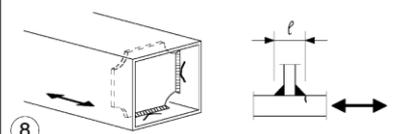
Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
80	$\ell \leq 50$ mm 	<u>Quersteifen:</u> 6) Quersteifen auf Blechen 7) Vertikalsteifen in Walz- oder geschweißten Blechträgern.	<u>Kerbfälle 6) und 7):</u> Die Schweißnahtenden sind sorgfältig zu schleifen, um Einbrandkerben zu entfernen.
71	$50 < \ell \leq 80$ mm 	8) Am Steg oder Flansch angeschweißte Querschotte in Kastenträgern. Nicht für Hohlprofile. Die Kerbfälle gelten auch für Ringsteifen.	7) Wenn die Steife, Fall 7) links, im Stegblech abschließt, wird $\Delta\sigma$ mit den Hauptspannungen berechnet.

Abb. 106: Kerbfall des Quersteifenanschlusses im Nennspannungskonzept gemäß Eurocode [6]

No.	Structural Detail	Description (St. = steel; Al. = aluminium)	FAT St.	FAT Al.	Requirements and remarks
500	Non-load-carrying attachments				
511		Transverse non-load-carrying attachment, not thicker than main plate K-butt weld, toe ground Two sided fillets, toe ground Fillet weld(s), as welded thicker than main plate	100 100 80 71	36 36 28 25	Grinding marks normal to weld toe An angular misalignment corresponding to $k_m = 1,2$ is already covered

Abb. 107: Kerbfall des Quersteifenanschlusses im Nennspannungskonzept gemäß IIW [21]

5.2.2 Strukturspannungskonzept

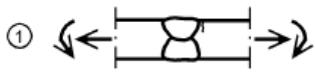
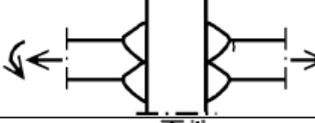
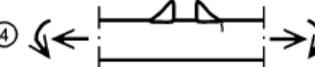
Der Kerbfallkatalog des Strukturspannungskonzeptes im Eurocode [6] (vgl. Abb. 108) unterscheidet sich ebenfalls in einigen Details von jenem der IIW Richtlinie [21] (vgl. Abb. 109). Gemäß Eurocode wird ein Quersteifenanschluss mit unbelasteten Kehlnähten als FAT 100 klassifiziert (vgl. Nr. 4 in Abb. 108). Es ist keine Reduktion der Ermüdungsfestigkeit aufgrund des Blechdickeneffektes gefordert, wengleich diese im Hintergrunddokument [17] dennoch empfohlen wird.

Auch die IIW Richtlinie definiert hier FAT 100. Allerdings nur, wenn die Anschlusslänge L kleiner als oder gleich wie die Basisblechdicke t_{UG} ist (vgl. Kerbfall No. 3, Spalte Requirements in Abb. 109). Ist die Anschlusslänge L größer als die Basisblechdicke t_{UG} , gilt Anm. 2, wodurch die FAT Klasse auf FAT 90 reduziert wird. Ist die Kehlnahtdicke a geringer als $1/3$ der Basisblechdicke t_{UG} , muss die Ermüdungsfestigkeit gemäß Anm. 3 um eine (weitere) FAT Klasse reduziert werden. Dies wäre in diesem Fall FAT 80.

Darüber hinaus fordern die IIW Richtlinien [21] und [34] eine Reduktion der Ermüdungsfestigkeit, zur Berücksichtigung des Blechdickeneinflusses (vgl. Abschnitt 5.2.4). Lediglich bei weniger verbreiteten Methoden zur Berechnung der Strukturspannung von Dong [64], Haibach [65] oder Xiao/Yamada [66] ist der Blechdickeneinfluss bereits bis zu einem gewissen Grad in der Strukturspannungsberechnung inkludiert und somit ist gemäß IIW [34] keine Reduktion der Ermüdungsfestigkeit erforderlich.

Sowohl im Eurocode als auch in der IIW Richtlinie sind im Kerbfallkatalog des Strukturspannungskonzepts nur sehr geringe Spannungserhöhungseffekte aus Imperfektionen inkludiert (bis zu einem Faktor von $k_m = 1,05$; vgl. Anmerkung 1 in Abb. 108 und Anm. 1 in Abb. 109). Dies bedeutet, dass Imperfektionen, die zu einer darüber hinausgehenden Spannungserhöhung führen, nicht mehr allein durch den Kerbfall berücksichtigt sind, sondern in der Spannungsberechnung explizit berücksichtigt werden müssen. In den Kerbfallkatalogen des Nennspannungskonzepts sind wie erwähnt höhere Imperfektionseffekte bis zu einem Spannungserhöhungsfaktor von $k_m = 1,2$ implizit berücksichtigt.

Das Detail des hier untersuchten „nicht tragenden“ Quersteifenanschlusses ist hinsichtlich geometrischer Imperfektionen nicht sensibel, sodass diese auch nachfolgend nicht berücksichtigt werden (z. B. Verschiebungen in Trägerlängsrichtung, geringfügige Schrägneigung der Steife).

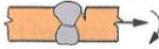
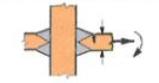
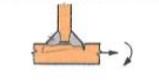
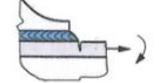
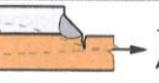
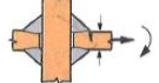
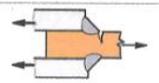
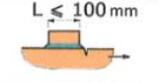
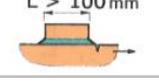
Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
112		1) Voll durchgeschweißte Stumpfnah.	1) – Alle Nähte blecheben in Lastrichtung geschliffen. – Schweißnaht- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließen zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. – Beidseitige Schweißung mit ZFP. – Für Exzentrizitäten siehe Anmerkung 1 unten.
100		2) Voll durchgeschweißte Stumpfnah.	2) – Nähte nicht blecheben geschliffen – Schweißnaht- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließen zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. – Beidseitige Schweißung. – Für Exzentrizitäten siehe Anmerkung 1 unten.
100		3) Kreuzstoß mit voll durchgeschweißten K-Nähten.	3) – Anstellwinkel $\leq 60^\circ$. – Für Exzentrizitäten siehe Anmerkung 1 unten.
100		4) Unbelastete Kehlnähte.	4) Anstellwinkel $\leq 60^\circ$, siehe auch Anmerkung 2.
100		5) Enden von Anschlussblechen und Längssteifen.	5) Anstellwinkel $\leq 60^\circ$, siehe auch Anmerkung 2
100		6) Enden von Gurtlamellen und ähnliche Anschlüsse.	6) Anstellwinkel $\leq 60^\circ$, siehe auch Anmerkung 2
90		7) Kreuzstöße mit belasteten Kehlnähten.	7) – Anstellwinkel $\leq 60^\circ$. – Für Exzentrizitäten siehe Anmerkung 1 unten. – siehe auch Anmerkung 2

ANMERKUNG 1 In Tabelle B.1 sind keine Exzentrizitäten enthalten; diese müssen bei der Spannungsermittlung explizit berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 2 Tabelle B.1 gilt nicht für Rissbildung an der Nahtwurzel gefolgt von Risswachstum durch die Naht.

ANMERKUNG 3 Anstellwinkel der Schweißnaht ist in EN 1090 definiert.

Abb. 108: Kerbfalkatalog Strukturspannungskonzept gemäß Eurocode [6]

No.	Structural detail	Description	Requirements	FAT Steel
1		Butt joint	As welded, NDT	100
2		Cruciform or T-joint with full penetration K-butt welds	K-butt welds, no lamellar tearing	100
3		Non load-carrying fillet welds	Transverse non-load carrying attachment, not thicker than main plate, as welded	100
4		Bracket ends, ends of longitudinal stiffeners	Fillet welds welded around or not, as welded	100
5		Cover plate ends and similar joints	As welded	100
6		Cruciform joints with load-carrying fillet welds	Fillet welds, as welded	90
7		Lap joint with load carrying fillet welds	Fillet welds, as welded	90
8		Type "b" joint with short attachment	Fillet or full penetration weld, as welded	100
9		Type "b" joint with long attachment	Fillet or full penetration weld, as welded	90

Anm. 1:
Tabelle deckt Imperfektionen nur bis zu einem Spannungserhöhungsfaktor von $k_m = 1,05$ ab.

Anm.: 2:
Die nominell nicht oder nur teilweise belasteten Kehlnähte (Nr. 3 und 5) werden unter Umständen (z. B. für sehr große Anschluslängen oder wenn die Biegung der Basisplatte behindert ist) doch belastet und sind dann wie Nr. 6 bzw. 7 zu klassifizieren. Dies gilt auch für Nr. 4, ohne ausgerundetes Anschlussende.

Anm.: 3:
Für Kehlnähte mit einer Nahtdicke geringer als $1/3$ der Basisplattendicke, wird eine weitere Reduktion um eine FAT Klasse empfohlen.

Abb. 109: Kerbfallkatalog Strukturspannungskonzept gemäß IIW [21]

5.2.3 Kerbspannungskonzept

Das Kerbspannungskonzept ist in der aktuellen Version des Eurocodes nicht enthalten. Gemäß IIW Richtlinie [21] werden Kerbspannungen, die mit einem effektiven Kerbradius von $r = 1 \text{ mm}$ (gültig bei Blechdicken größer 5 mm) berechnet wurden, als FAT 225 klassifiziert (vgl. Abb. 110). Dünnere Bleche können mit einem effektiven Kerbradius von $r = 0,05 \text{ mm}$ und einer FAT Klasse von 630 berechnet werden. Der Blechdickeneinfluss ist durch die sehr fein vernetzten FE-Modelle in der Spannungsberechnung inkludiert und muss im Kerbspannungskonzept nicht weiter berücksichtigt werden.

No.	Quality of weld notch	Description	FAT
1	Effective notch radius equal to 1 mm replacing weld toe and weld root notch	Notch as-welded, normal welding quality $m = 3$	225

Abb. 110: Kerbfallkatalog Kerbspannungskonzept gemäß IIW [21]

5.2.4 Größeneinfluss auf die Ermüdungsfestigkeit

Die Bauteilgröße hat einen wesentlichen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit. Kerbfälle die von Kleinteilproben abgeleitet wurden, führten in der Vergangenheit zu einer deutlichen Überschätzung der Ermüdungsfestigkeiten. Aktuelle Kerbfallkataloge wurden daher mit Ermüdungsversuchen von ausreichend großen Bauteilen abgeleitet und enthalten somit den Einfluss vorhandener Eigenspannungen, der normgemäßen Qualität der Schweißnahtausführung und statistischer Größeneffekte.

Der ausgeprägte Größeneinfluss mancher Kerbdetails führt bei einigen Kerbfällen zu einer Unterteilung hinsichtlich der Größe bestimmter geometrischer Abmessungsverhältnisse (vgl. Abb. 106 und Abb. 107). Da auch die Blechdicke einen wesentlichen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit hat, muss der Blechdickeneinfluss im Nenn- und Strukturspannungskonzept zusätzlich berücksichtigt werden. Im Gegensatz dazu, muss im Kerbspannungskonzept weder eine Kerbfallunterscheidung noch ein Blechdickenfaktor berücksichtigt werden, da die Größeneffekte bereits durch die relativ genaue Spannungsberechnung mit abgedeckt sind.

Gurney [67] zeigte schon 1979, dass die Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen, die durch Risse am Schweißnahtübergang versagen, bei zunehmender Blechdicke deutlich abnimmt. In [68] führt Maddox diesen Effekt auf die zunehmende Spannungskonzentration am Schweißnahtübergang bei ansteigender Blechdicke t zurück. Die allgemeine Formel für einen Blechdickenfaktor $f(t)$ (vgl. Gl. 38) zur Berücksichtigung des Blechdickeneinflusses auf die Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ wurde schließlich 1991 von Gurney in [69] vorgeschlagen. Die Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ aus dem Kerbfallkatalog muss mit dem Blechdickenfaktor $f(t)$ multipliziert werden, um den Einfluss der Blechdicke auf die Ermüdungsfestigkeit zu berücksichtigen. Im Eurocode wird der Blechdickenfaktor $f(t)$ mit k_s bezeichnet (k_s ist bei gewissen Kerbfällen direkt im Kerbfallkatalog angeführt). Gurney verwendete zur Berechnung von $f(t)$ eine Referenzblechdicke t_0 ($t_0 = 32$ mm für Rohrknoten und $t_0 = 22$ mm für andere Knotentypen) sowie einen Exponenten $n = 0,25$.

In den IIW Richtlinien [21] und [34], der FKM Richtlinie [22] und dem Eurocode [6] ist der Blechdickenfaktor, bezeichnet als $f(t)$, $f(t_{\text{eff}})$, f_t oder k_s , ebenfalls zu finden und wird üblicherweise mit einer Referenzblechdicke $t_0 = 25$ mm berechnet. Der anzusetzende Exponent n ist entweder direkt im Kerbfallkatalog angeführt, oder kann aus Tab. 15 entnommen werden.

$$f(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \text{ bzw. } f(t_{\text{eff}}) = \left(\frac{t_0}{t_{\text{eff}}}\right)^n \quad \text{Gl. 38}$$

$$\Delta\sigma_{c,\text{mod}} = \Delta\sigma_c \cdot f(t) \quad \text{Gl. 39}$$

Anm.: Bei Kreuz- oder T-Stößen muss statt der Blechdicke t eine effektive Blechdicke t_{eff} verwendet werden, wie später in diesem Abschnitt noch erläutert wird. Bei Stumpfstößen kann direkt die Blechdicke t verwendet werden.

Der Blechdickenfaktor wird üblicherweise nur zur Reduktion der Ermüdungsfestigkeit dickerer Bleche verwendet (vgl. Abb. 111, Fall A; $f(t) \leq 1,0$). Die IIW Richtlinie [21] und die FKM Richtlinie [22] erlauben darüber hinausgehend jedoch auch eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit mit dem Blechdickenfaktor für Blechdicken $t < 25$ mm (vgl. Abb. 111, Fall B), wobei die FKM Richtlinie $f(t) = 1,1$ als Obergrenze definiert.

Tab. 15: Exponent n für Blechdickenfaktor $f(t)$ gemäß [21] und [22]

Art der Schweißverbindung	n
Kreuzstöße und querbelastete T-Stöße, Bleche mit Quersteifen, Enden von Längssteifen	
- wie geschweißt	0,3
- Nahtübergang beschliffen	0,2
querbelastete Stumpfstöße, wie geschweißt	0,2
blecheben beschliffene Stumpfstöße, längs beanspruchte Schweißnähte oder an Blechrändern angeschweißte Knotenbleche	0,1

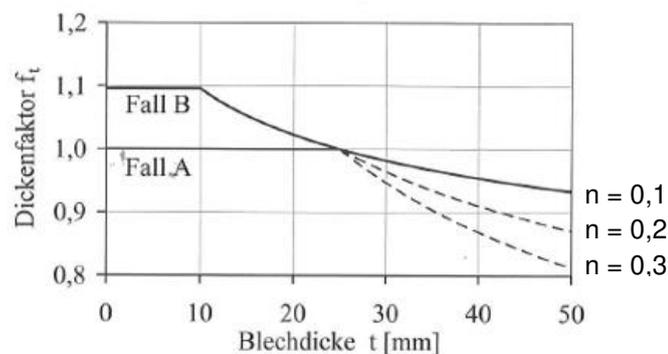


Abb. 111: Dickenfaktor f_t , entnommen aus [22]

Der Eurocode [6] berücksichtigt den Blechdickenfaktor explizit nur bei ausgewählten Kerbfällen (vgl. Abschnitt 5.2.1 und 5.2.2). In der IIW Richtlinie ist der Blechdickenfaktor im Nenn- und Strukturspannungskonzept immer anzusetzen.

Da der Blechdickeneinfluss im Kerbspannungskonzept direkt mit der Spannungsrechnung abgedeckt wird, eignet sich das Kerbspannungskonzept gut für den Vergleich unterschiedlicher Bauteilabmessungen und Schweißnaht-Geometrien. So wurde beispielsweise der Exponent n des Blechdickenfaktors von Köttgen et al. [70] und Olivier et al. [39] mit umfangreichen Kerbspannungsstudien abgeleitet und mit einer großen Anzahl von Ermüdungsversuchen geschweißter Verbindungen mit Blechdicken von 16 bis 200 mm von Örjasäter [71] kalibriert, wie in [33] angeführt ist.

Bei Kreuz- oder T-Stößen, d. h. auch bei dem in diesem Kapitel betrachteten Quersteifenanschluss, ist die Ermüdungsfestigkeit neben der Blechdicke t auch von der Anschlusslänge L abhängig (vgl. Abb. 112). Dieser „doppelte Größeneinfluss“ wird in der Literatur unterschiedlich berücksichtigt und meist über eine effektive Blechdicke t_{eff} abgebildet. Gurney konnte in [69] zeigen, dass die Ermüdungsfestigkeit unter axialer Belastung mit zunehmender Anschlusslänge L abnimmt, jedoch Anschlusslängen $L > 2t$ zu keiner weiteren Abnahme der Ermüdungsfestigkeit führen. Daher definierte Gurney t_{eff} gemäß Gl. 40. In den IIW Richtlinien sind unterschiedliche Definitionen von t_{eff} angeführt. In [21] wird t_{eff} gemäß Gl. 41 und in [34] wird t_{eff} gemäß Gl. 42 definiert. Die resultierenden Blechdickenfaktoren $f(t_{\text{eff}})$ und die zur Berechnung erforderlichen Werte t_{eff} und sind in Tab. 16 für alle untersuchten Abmessungsvarianten des Quersteifenanschlusses aus Tab. 14 angeführt. Die Tabellenwerte von Gurney wurden gemäß [69] mit $t_0 = 22$ mm und $n = 0,25$ berechnet. Die Tabellenwerte der IIW Richtlinien wurden mit $t_0 = 25$ mm und $n = 0,3$ berechnet.

$$\begin{aligned} L/t > 2 &\Rightarrow t_{\text{eff}} = t && \text{Gl. 40} \\ L/t \leq 2 &\Rightarrow t_{\text{eff}} = 0,5 \cdot L \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L/t < 2 &\Rightarrow t_{\text{eff}} = t && \text{Gl. 41} \\ L/t \geq 2 &\Rightarrow t_{\text{eff}} = \max(0,5 \cdot L; t) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L/t > 2 &\Rightarrow t_{\text{eff}} = t && \text{Gl. 42} \\ L/t \leq 2 &\Rightarrow t_{\text{eff}} = \max(0,5 \cdot L; t_0 = 25 \text{ mm}) \end{aligned}$$

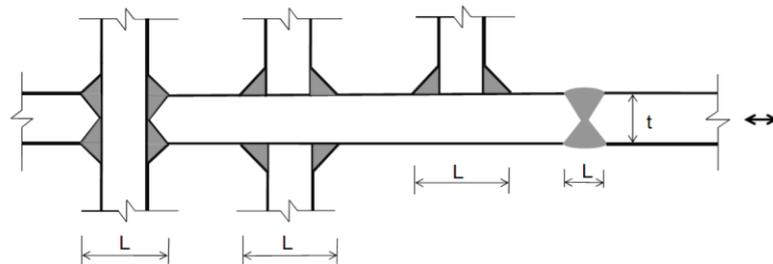


Abb. 112: Definition der Anschlusslänge L zur Berücksichtigung des Größeneffektes auf die Ermüdungsfestigkeit, entnommen aus [21]

Tab. 16: Blechdickenfaktoren $f(t_{eff})$ für das untersuchte Detail des Querstreifenanschlusses mit den zugehörigen Werten der effektiven Blechdicke t_{eff}

Variante	[mm]		Spalte 1		Spalte 2		Spalte 3	
	t_{UG}	L	Gurney [69] $t_0 = 22, n = 0,25$		IIW Richtlinie [21] $t_0 = 25, n = 0,3$		IIW Richtlinie [34] $t_0 = 25, n = 0,3$	
			t_{eff} Gl. 40	$f(t_{eff})$ Gl. 38	t_{eff} Gl. 41	$f(t_{eff})$ Gl. 38	t_{eff} Gl. 42	$f(t_{eff})$ Gl. 38
V1	12	19,3	9,7	1,23	12	1,25	25	1,00
V2	12	29,0	12,0	1,16	14,5	1,18	12	1,25
V3	24	19,3	9,7	1,23	24	1,01	25	1,00
V4	24	29,0	14,5	1,11	24	1,01	25	1,00
V5	24	38,6	19,3	1,03	24	1,01	25	1,00
V6	24	48,3	24,0	0,98	24,1	1,01	24	1,01
V7	40	19,3	9,7	1,23	40	0,87	25	1,00
V8	40	29,0	14,5	1,11	40	0,87	25	1,00
V9	40	38,6	19,3	1,03	40	0,87	25	1,00
V10	40	48,3	24,1	0,98	40	0,87	25	1,00

5.2.5 Modifizierte Ermüdungsfestigkeiten für die untersuchten Abmessungsvarianten

Mit den Kerbfallkatalogen und den zugehörigen Regelungen und Anmerkungen (vgl. Abb. 106, Abb. 107, Abb. 108 und Abb. 109), die in den vorigen Abschnitten erläutert wurden, können die untersuchten Abmessungsvarianten aus Tab. 14 klassifiziert werden. Die Ergebnisse (FAT Klassen) sind in Tab. 17 für das Nennspannungskonzept und das Strukturspannungskonzept, inklusive der zugehörigen Blechdickenkorrektur, dargestellt. Die FAT Klasse des Kerbspannungskonzeptes ist für alle Varianten immer 225 und wurde daher in Tab. 17 nicht extra dargestellt. Tab. 17 enthält die resultieren-

den Ermüdungsfestigkeiten gemäß Eurocode [6] (Spalte 1), gemäß Eurocode [6] inklusive dem in [17] empfohlenen k_s Faktor (Spalte 2), der IIW Richtlinie von Niemi et al. [34] (Spalte 3) sowie der IIW Richtlinie von Hobbacher [21] (Spalte 4 und 5).

In [17] findet sich im Kerbfallkatalog zum Strukturspannungskonzept der Hinweis, dass die Ermüdungsfestigkeit des Quersteifenanschlusses des Eurocodes [6] mit dem Faktor k_s gemäß Gl. 43 reduziert werden sollte.

Der Blechdickenfaktor $f(t_{\text{eff}})$ wurde in Tab. 17, wie üblich, mit 1,0 begrenzt. In Spalte 5 wurden zum Vergleich auch Blechdickenfaktoren $f(t_{\text{eff}}) > 1,0$ zugelassen, da dies in [21] in Sonderfällen erlaubt ist. Ein Blechdickenfaktor größer als 1,0 führt zu einer Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit.

$$k_s = \left(\frac{25}{t} \right)^{0,2} \leq 1,0 \quad \text{Gl. 43}$$

Tab. 17: Modifizierte Ermüdungsfestigkeiten der untersuchten Abmessungsvarianten (Dickeneinfluss)

Variante	[mm]			Spalte 1		Spalte 2	Spalte 3		Spalte 4		Spalte 5	
	t_{UG}	a	L	Eurocode [6]		Eurocode [6] inkl. [17]	IIW [34] $f(t_{\text{eff}}) \leq 1,0$		IIW [21] $f(t_{\text{eff}}) \leq 1,0$		IIW [21] inkl. $f(t_{\text{eff}}) > 1,0$	
				FAT _{Nenn}	FAT _{Str}	FAT _{Str}	FAT _{Nenn}	FAT _{Str}	FAT _{Nenn}	FAT _{Str}	FAT _{Nenn}	FAT _{Str}
V1	12	4	19,3	80	100	100	71	90	71	90	88	112
V2	12	6	29,0	80	100	100	71	90	71	90	84	106
V3	24	4	19,3	80	100	100	80	90	80	90	81	91
V4	24	6	29,0	80	100	100	71	80	71	80	72	81
V5	24	8	38,6	80	100	100	71	90	71	90	72	91
V6	24	10	48,3	80	100	100	71	90	71	90	72	91
V7	40	4	19,3	80	100	91*	80	90	69	78	69	78
V8	40	6	29,0	80	100	91*	80	90	69	78	69	78
V9	40	8	38,6	80	100	91*	80	90	69	78	69	78
V10	40	10	48,3	80	100	91*	71	80	62	69	62	69

Anm. zu Spalte 2: * $k_s = (25/40)^{0,2} = 0,91$

Anm. zu Spalte 3: t_{eff} und $f(t_{\text{eff}})$ aus Tab. 16, Spalte 3; $f(t_{\text{eff}}) \leq 1,0$

Anm. zu Spalte 4: t_{eff} und $f(t_{\text{eff}})$ aus Tab. 16, Spalte 2; $f(t_{\text{eff}}) \leq 1,0$

Anm. zu Spalte 5: t_{eff} und $f(t_{\text{eff}})$ aus Tab. 16, Spalte 2

5.3 Variationen der Strukturspannungsberechnung

In diesem Abschnitt werden verschiedene Methoden zur Strukturspannungsberechnung aufgezeigt und die verwendeten FE-Modelle zur Strukturspannungsberechnung

des Quersteifenanschlussdetails beschrieben. Anschließend werden die Strukturspannungen für unterschiedliche Abmessungsvarianten des Quersteifenanschlusses verglichen und so der Größeneinfluss (Zusammenhang zwischen Höhe der Strukturspannung und Gurtstärke) für den Quersteifenanschluss aufgezeigt.

Eine weit verbreitete Möglichkeit zur Strukturspannungsberechnung ist die Extrapolation der Oberflächenspannungen von Referenzpunkten in einem gewissen Abstand zum hot spot (vgl. Abb. 113 c). Diese Methode wird in den folgenden Abschnitten detaillierter beschrieben. Dabei müssen die Referenzpunkte zur Extrapolation außerhalb des Einflussbereichs der nichtlinearen Kerbspannungsspitze liegen (vgl. Abb. 34). Es wurde bereits 1979 von Gurney [72] erkannt, dass der Einfluss der nichtlinearen Kerbspannungsspitze nur innerhalb von 0,35 t vom hot spot entfernt messbar ist. Daher muss der erste Basispunkt für die Extrapolation der Strukturspannung außerhalb dieses Bereichs liegen.

Eine weitere Möglichkeit die Strukturspannung mit einem FE Modell zu berechnen, ist die Spannungsverteilung in Blechdickenrichtung am hot spot zu linearisieren (vgl. Abb. 113 a). Unterschiedliche Ansätze zur Linearisierung der Spannungen wurden von Radaj [33] [38], Dong [64] [73] und von Xiao und Yamada [66] veröffentlicht. Auf diese Ansätze wird in dieser Arbeit nicht weiter eingegangen.

Sowohl die erwähnten Ansätze zur Linearisierung der Spannungen als auch die Extrapolation der Spannungen, erfordern einen gewissen Zusatzaufwand zur Auswertung der FE-Ergebnisse. Deshalb gibt es Bestrebungen die Strukturspannungsberechnung insofern zu vereinfachen, als dass diese, in einem gewissen Abstand δ vom hot spot, direkt im FE-Modell abgelesen werden kann (vgl. Abb. 113 b). Ansätze zum direkten Ablesen von Strukturspannungen wurden von Haibach [65] und von Xiao und Yamada [66] beschrieben. Ein Nachteil dieser Methoden ist das Erfordernis eines sehr feinen FE-Netzes zur Strukturspannungsberechnung (Elementlänge $< 0,5$ mm). Der Vorteil dieser Strukturspannungsberechnungsarten ist, dass der Blechdickeneinfluss hier direkt in der Strukturspannung enthalten ist und nicht über einen separaten Blechdickenfaktor im Nachhinein berücksichtigt werden muss. Diese Methoden des direkten Ablesens der Strukturspannung in einem gewissen Abstand zum hot spot werden in Abschnitt 5.3.2 näher beschrieben.

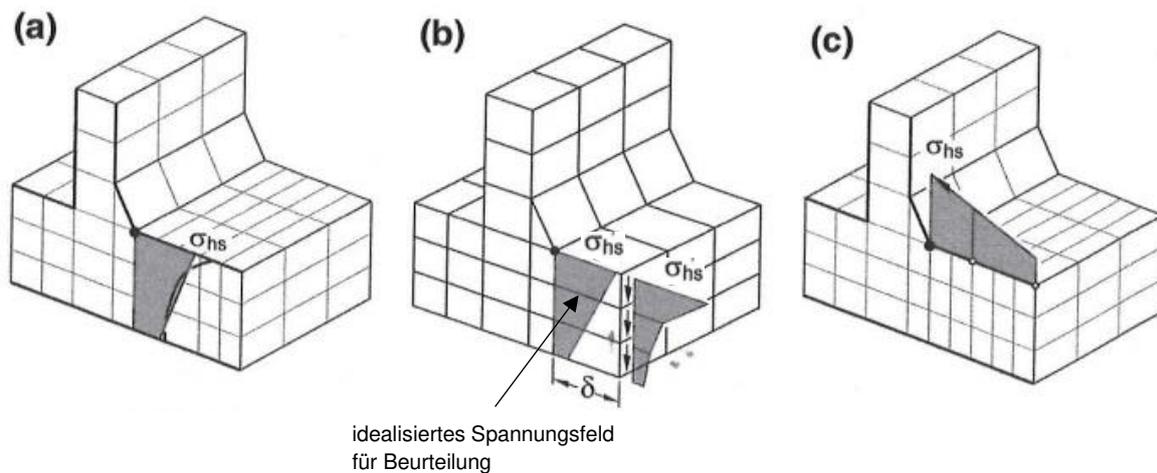


Abb. 113: Möglichkeiten der Strukturspannungsberechnung, entnommen aus [34] mit Anmerkungen

In dieser Arbeit wird eine weitere Möglichkeit, beschrieben die Strukturspannungen zu berechnen (vgl. Abschnitt 5.3.3). Dabei kann ein grob vernetztes FE-Modell mit nur einem Element über die Blechdicke verwendet werden und die Strukturspannung wird direkt am hot spot ($\delta = 0$) abgelesen. Diese Vorgehensweise ist im Prinzip eine Mischung der in Abb. 113 (a) und (c) dargestellten Möglichkeiten. Sie nutzt die Spannungslinierisierung, die direkt im Finiten Element automatisch stattfindet. Die Ergebnisse entsprechen dabei, bei den betrachteten geschweißten Steifenanschlüssen, jenen der Strukturspannungsextrapolation, wie in Abschnitt 5.3.8 durch den direkten Vergleich am Beispiel des Quersteifenanschlussdetails gezeigt wird.

5.3.1 Extrapolation der Strukturspannung gemäß IIW

Im Folgenden werden die Modellierungsempfehlungen der IIW Richtlinie [21] zur Strukturspannungsberechnung mittels Extrapolation dargestellt. Je nach Vernetzungsgrad werden unterschiedliche Extrapolationsvorschriften definiert. Dabei ist der Mindestabstand des 1. Referenzpunktes bei einem Typ „a“ hot spots mit 0,4 t festgelegt (vgl. Abb. 114).

Anm.: Typ a) hot spots befinden sich an den Oberflächen, Typ b) hot spots an den Seitenflächen von Blechen (vgl. Abb. 35)

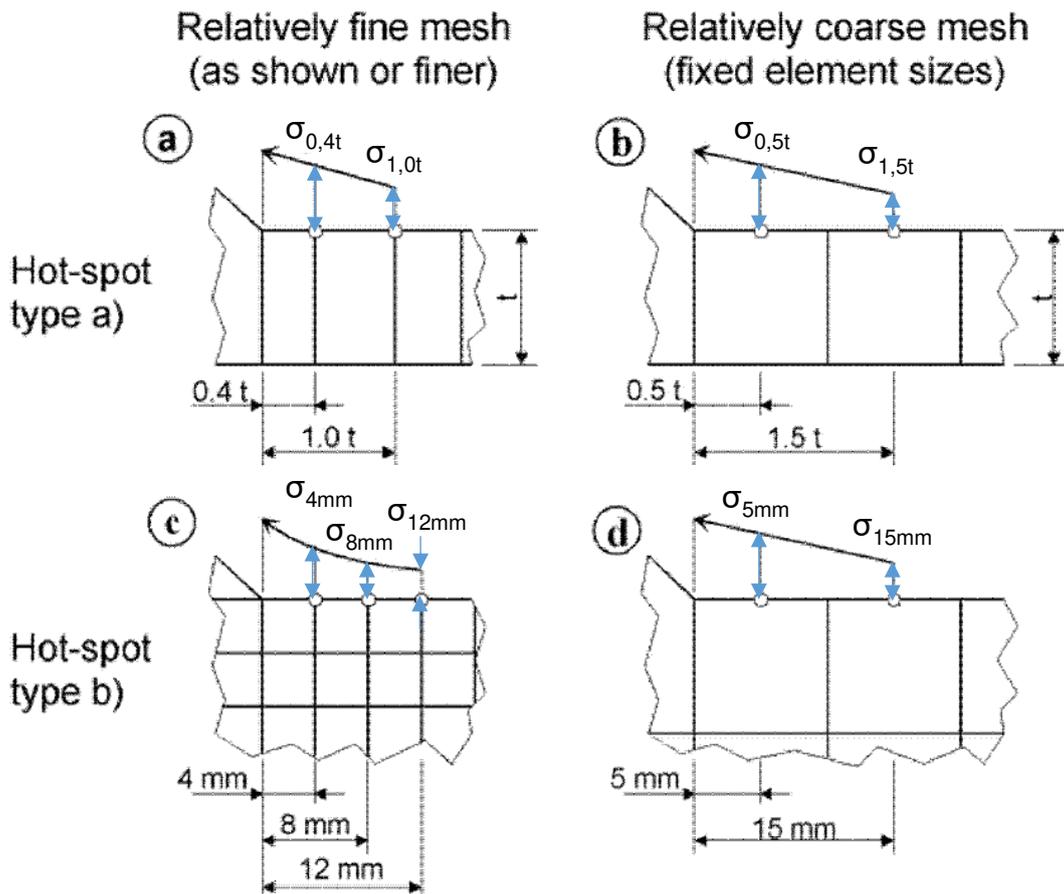


Abb. 114: Referenzpunkte für unterschiedliche FE-Vernetzungen, entnommen aus [21] mit Anmerkungen

- Extrapolationsvorschrift - Typ a) hot spots:

Var. 1: Feine Vernetzung - lineare Extrapolation

Elementgröße des ersten Elements vor dem hot spot $\leq 0,4 t$

$$\sigma_{hs} = 1,67\sigma_{0,4t} - 0,67\sigma_{1,0t} \quad \text{Gl. 44}$$

Var. 2: Feine Vernetzung - quadratische Extrapolation

Elementgröße des ersten Elements vor dem hot spot $\leq 0,4 t$

Anm.: Var. 2 wird in [21] empfohlen für ausgesprochen nichtlineare Spannungserhöhungen zum hot spot hin, für scharfe Richtungsänderungen der Belastung oder für dickwandige Bauteile; in der aktuelleren IIW Richtlinie zum Strukturspannungskonzept [34] wird Var. 2 nicht mehr angeführt)

$$\sigma_{hs} = 2,52\sigma_{0,4t} - 2,24\sigma_{0,9t} + 0,72\sigma_{1,4t} \quad \text{Gl. 45}$$

Var. 3: Grobe Vernetzung - lineare Extrapolation

Elementgröße = 1,0 t

$$\sigma_{hs} = 1,5\sigma_{0,5t} - 0,5\sigma_{1,5t} \quad \text{Gl. 46}$$

- **Extrapolationsvorschrift - Typ b) hot spots:**

Var. 4: Feine Vernetzung - lineare Extrapolation

Elementgröße ≤ 4 mm

$$\sigma_{hs} = 3\sigma_{4mm} - 3\sigma_{8mm} + \sigma_{12mm} \quad \text{Gl. 47}$$

Var. 5: Grobe Vernetzung - lineare Extrapolation

Elementgröße = 10 mm

$$\sigma_{hs} = 1,5\sigma_{5mm} - 0,5\sigma_{15mm} \quad \text{Gl. 48}$$

5.3.2 Direktes Ablesen der Strukturspannung mit einem sehr fein vernetzten FE Modell in einem gewissen Abstand zum hot spot

Ansätze zum direkten Ablesen von Strukturspannungen in einem gewissen Abstand zum hot spot wurden von Haibach [65] und von Xiao und Yamada [66] beschrieben. Haibach nutzt die Dehnung bzw. Spannung im Abstand $\delta = 2$ mm vor dem hot spot zur Berechnung der Lebensdauer. Diese Strukturspannungsdefinition ist in Abb. 115 dargestellt. Die Strukturspannung ist mit σ_s und die effektive Kerbspannung mit σ_k bezeichnet. Xiao und Yamada definieren die Strukturspannung 1 mm unterhalb des hot spots, in Richtung des erwarteten Risswachstums. Sie konnten zeigen, dass bei dieser Strukturspannungsdefinition und einer einheitlichen FAT Klasse 100 eine gute Übereinstimmung mit Ermüdungsversuchen erreicht werden kann. Ein Nachteil dieser Methoden ist das Erfordernis eines sehr feinen FE-Netzes bei der Strukturspannungsberechnung (Elementlänge $< 0,5$ mm), ähnlich wie bei der Kerbspannungsberechnung. Der Vorteil dieser Strukturspannungsberechnungsarten ist, dass die Spannung ohne Extrapolation direkt abgelesen werden kann und der Blechdickeinfluss hier direkt in

der Strukturspannung enthalten ist und nicht über einen separaten Blechdickenfaktor im Nachhinein berücksichtigt werden muss.

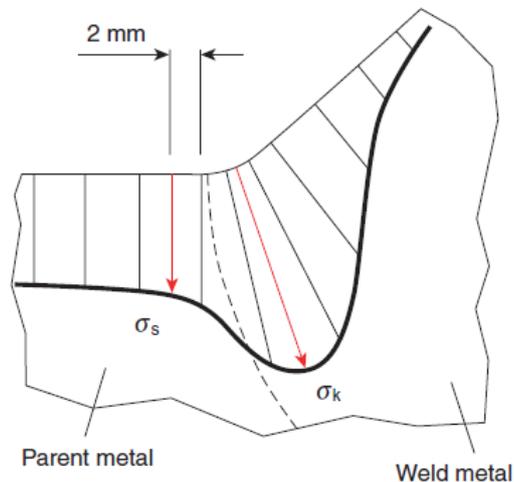


Abb. 115: Spannungsverteilung am Schweißnahtübergang, entnommen aus [36]

5.3.3 Direktes Ablesen der Strukturspannung mit einem grob vernetzten FE Modell unmittelbar am hot spot

In diesem Abschnitt wird eine weitere Möglichkeit zur Strukturspannungsberechnung beschrieben. Hierbei kann die Strukturspannung an einem groben FE-Modell, mit nur einem Element über die Blechdicke, berechnet und direkt im FE-Modell abgelesen werden. Die Vorgehensweise ist im Prinzip eine Mischung der in Abb. 113 (a) und (c) dargestellten Möglichkeiten. Sie nutzt die Spannungslinearisierung, die direkt im Finiten Element automatisch stattfindet, um die Strukturspannung direkt am hot spot ($\delta = 0$) abzulesen. Das erforderliche FE-Netz kann wie bei der Strukturspannungsextrapolation relativ grob sein.

Hierfür müssen Finite Elemente mit quadratischer Ansatzfunktion und reduzierter Integration zum Einsatz kommen, die direkt eine lineare Spannungsverteilung über die Elementdicke liefern. In der verwendeten FE-Software Abaqus heißen diese Elemente C3D20R. Sie können durch ihren reduzierten Integrationsansatz implizit nur eine lineare Spannungsverteilung abbilden. Wird nun nur ein Element in Blechdickenrichtung angeordnet, kann die Strukturspannung direkt am hot spot abgelesen werden, wie durch die folgenden Abbildungen erläutert wird (vgl. Abb. 116 bis Abb. 118). Die Abbildungen zeigen ein FE-Modell zur Strukturspannungsberechnung des Quersteifenanschlusses mit einem Element über die Untergurtdicke. Standardmäßig werden in

der verwendeten FE-Software Abaqus die Spannungen der angrenzenden Elemente immer gemittelt, um einen stetigen Spannungsverlauf zu erhalten (vgl. Abb. 116). Zum direkten Ablesen der Strukturspannung muss diese Funktion des FE-Programms deaktiviert sein, wie in Abb. 117 und Abb. 118 dargestellt ist. Dadurch werden die Spannungsverläufe zwischen den FE-Elementen nicht mehr stetig angezeigt. Wird diese Funktion nicht deaktiviert, wird in den hot spot-Knoten eine zu niedrige Spannung angezeigt, da die Spannungen aller Elemente, die sich einen hot spot-Knoten teilen (die Elemente der Schweißnaht, die Elemente des Untergurtes unterhalb der Schweißnaht und die Elemente des Untergurtes vor der Schweißnaht), gemittelt werden. Dies zeigt auch der Vergleich von Abb. 116 (die Spannungen am hot spot sind zu niedrig (gelb dargestellt), da sie gemittelt wurden) und Abb. 117 (die Spannungen am hot spot sind nicht gemittelt und daher höher (orange dargestellt)).

In Abb. 118 sind die Elemente der Schweißnaht und die Elemente des Untergurtes direkt unter der Schweißnaht ausgeblendet. Die Elemente des Untergurtes vor der Schweißnaht sind dadurch gut sichtbar und ihre Knoten am hot spot sind rot markiert. An den rot markierten Knoten kann die Strukturspannung direkt ausgelesen werden. Es ist keine Strukturspannungsextrapolation erforderlich.

Dass diese hier vorgestellte Methode zur Strukturspannungsermittlung in diesem Fall gute Ergebnisse liefert, wird durch die Vergleiche in Abb. 153 bis Abb. 162 noch verdeutlicht dargestellt.

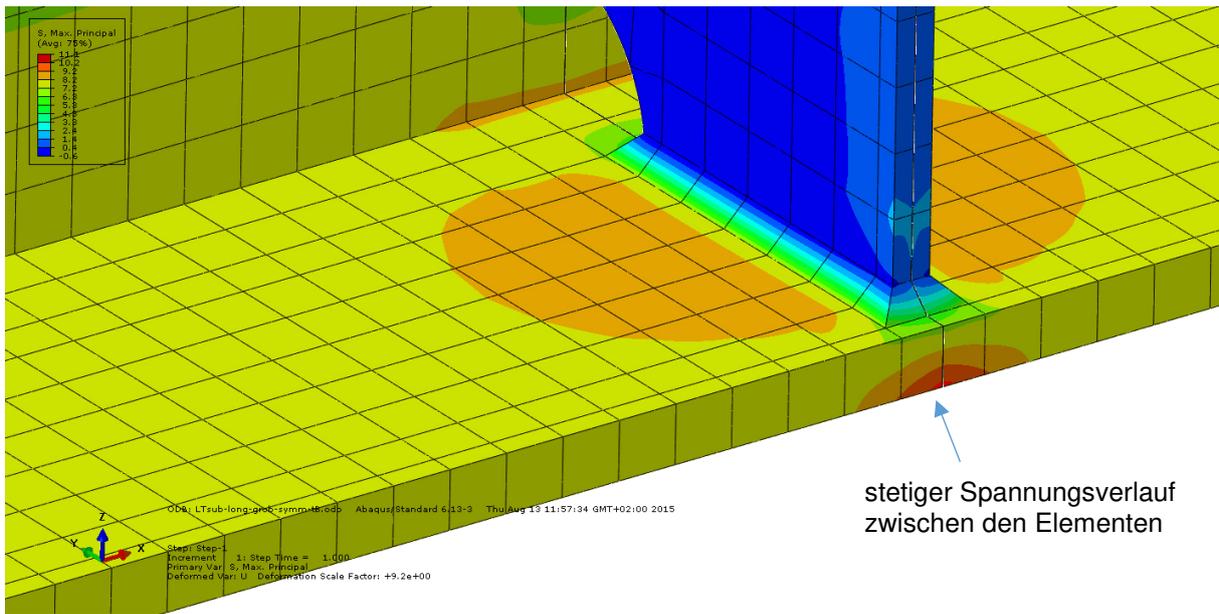


Abb. 116: FE-Modell zur Strukturspannungsberechnung - Spannungen angrenzender Elemente werden standardmäßig gemittelt

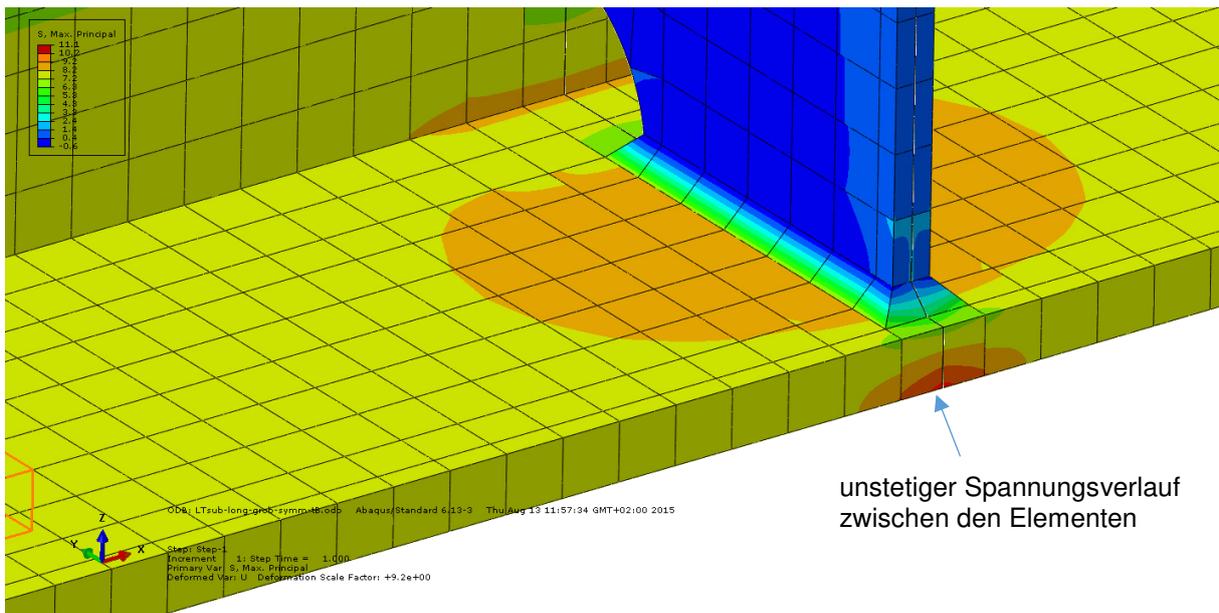


Abb. 117: FE-Modell zur Strukturspannungsberechnung - Spannungen angrenzender Elemente nicht gemittelt

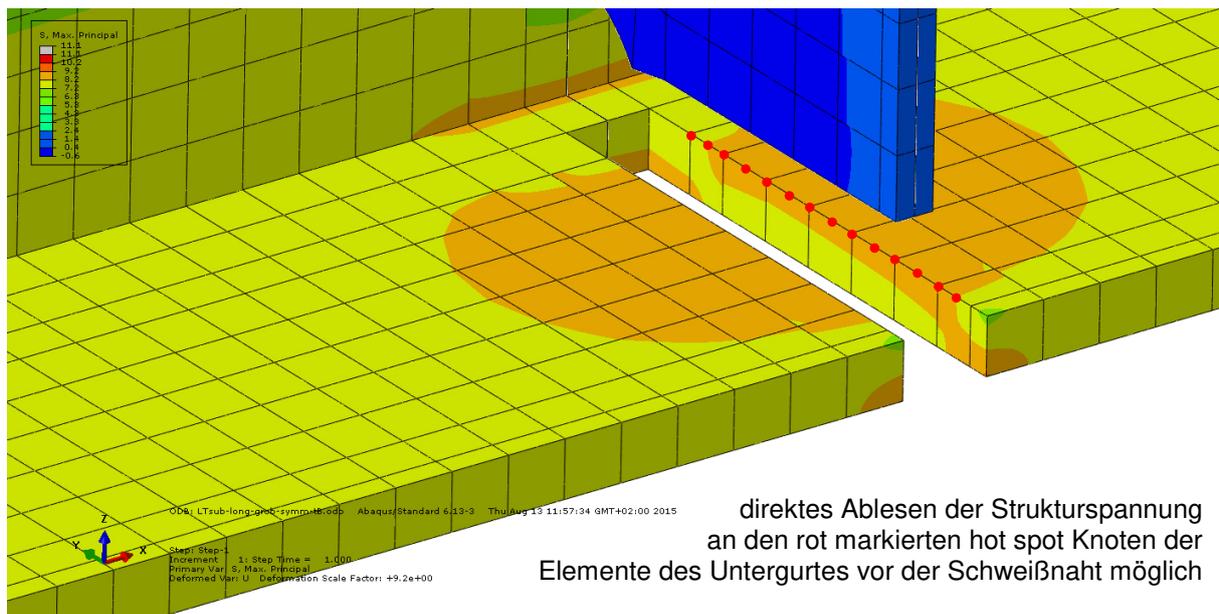


Abb. 118: FE-Modell zur Strukturspannungsberechnung - Spannungen angrenzender Elemente nicht gemittelt (Elemente der Schweißnaht und Elemente des Untergurtes direkt unter der Schweißnaht sind ausgeblendet)

5.3.4 Anforderungen an die verwendeten Finiten Elemente

In diesem Abschnitt werden die in der IIW Richtlinie [21] angeführten Empfehlungen, hinsichtlich der zu verwendenden Finiten Element Typen, dargestellt. Grundsätzlich können Strukturspannungen sowohl mit 2D Shell Elementen (Schalenelementen) als auch 3D Solid Elementen (Volumenelementen) berechnet werden. Die Elemente müssen steile Spannungsgradienten und Plattenbiegungen gut abbilden können, wodurch Elemente mit quadratischer Ansatzfunktion empfohlen werden. Zusätzlich wird ein reduzierter Integrationsansatz gefordert, da diese Elemente weniger anfällig für sogenannte locking Effekte sind und sich zusätzlich, bei nur einem Element und 2 Integrationspunkten in Blechdickenrichtung, automatisch eine lineare Spannungsverteilung über die Blechdicke ergibt (vgl. Abb. 33 und Abb. 148). Die FE-Berechnungen in dieser Arbeit wurden mit der Software Abaqus durchgeführt und es wurden meist sogenannte C3D20R (20 Knoten Volumenelemente mit quadratischer Ansatzfunktion und reduziertem Integrationsansatz) verwendet.

Werden Schalenelemente verwendet, müssen diese in Plattenmitte angeordnet werden. Üblicherweise werden die Schweißnähte bei Schalenmodellen nicht modelliert, die Strukturspannung sind dann bis zum Schnittpunkt der Schalenelemente zu extrapolieren. Alternativ können die Schweißnähte durch geneigte Schalenelemente oder

angepasste Steifigkeiten modelliert werden. Für das untersuchte Detail des Quersteifenanschlusses darf jedoch die Quersteife selbst nicht nur als Schalenelement angeschlossen sein, da ansonst die behinderte Längsdehnung an der Gurtoberseite (Anschlusslänge L) nicht abgebildet wird. Um sicherzugehen, dass die Steifigkeit der Schweißnaht korrekt abgebildet wird, ist jedoch die Verwendung von Volumenelementen empfohlen, wie die Erfahrung an den in dieser Arbeit untersuchten Detailpunkten zeigte. Die Modellierung der Schweißnähte kann dann einfach mit trapezförmigen Volumenelementen erfolgen. Die maximale Größe der Elemente wird durch die Lage der Referenzpunkte der Extrapolationsregel bestimmt und sollte die Anschlusslänge L (vgl. Abb. 105) bzw. die Blechdicke t nicht überschreiten. Wird das Bauteil feiner vernetzt, sollte diese Netzverfeinerung auch in Blechdickenrichtung erfolgen. In den meisten Fällen reicht zur Strukturspannungsberechnung ein Element in Dickenrichtung, wie die Ergebnisvergleiche in diesem Kapitel zeigen.

5.3.5 Studie zum Einsatz von Submodellen

Bei der Strukturspannungsberechnung bietet sich der Einsatz von Submodellen an. Beispielsweise wenn das gesamte Brückentragwerk zur Berechnung der globalen Tragwirkung mit Stabelementen oder Schalenelementen vergleichsweise grob modelliert ist, kann mithilfe eines kleinen Submodells mit deutlich feinerer Elementierung die lokale Strukturspannung an einem Detailpunkt dennoch sehr genau berechnet werden. So kann der FE-Vernetzungsgrad für jede Modellgröße optimal gewählt werden und der Berechnungs- und Modellierungsaufwand wird entsprechend begrenzt.

In diesem Abschnitt wird die Strukturspannung des Referenzdetails mit einem lokalen Längsträgermodell und verschiedenen modellierten Submodellen des Quersteifenanschlusses berechnet. So können die Modellierungsarten verglichen werden und Empfehlungen zum Einsatz von Submodellen abgegeben werden.

Abb. 119 zeigt das lokale Längsträgermodell, ein gabelgelagerter I-Träger bei konstanter Momentenbeanspruchung, mit einer Trägerlänge von 6 m. Die Abmessungen des Quersteifenanschlusses wurden, für die in diesem Abschnitt folgenden Vergleiche, mit $t_{UG} = 12$ mm, $t_{St} = 8$ mm und $a_h = 5$ mm definiert, wodurch sich eine Anschlusslänge von $L = 18$ mm ergibt (vgl. Abb. 105). Hervorzuheben ist, dass – angepasst an den Längsträger im Projekt – nur eine einseitige Quersteife vorliegt. Die Momentenbeanspruchung wurde so gewählt, dass sich eine Zugspannung im Untergurt von

$\Delta\sigma_{UG} = 80 \text{ N/mm}^2$ an der Blechoberseite ergibt, was genau der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ des Quersteifenanschlusses gemäß Eurocode entspricht.

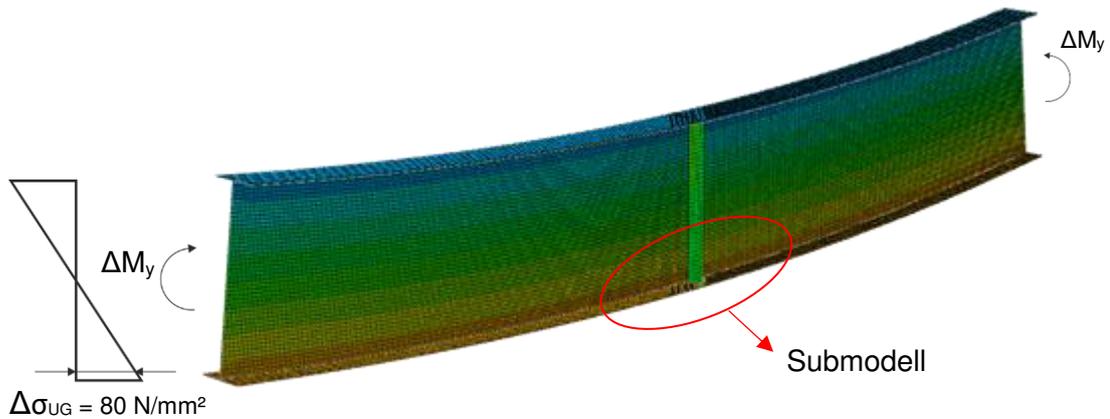


Abb. 119: Lokales Längsträgermodell mit einseitig eingeschweißter Quersteife, Belastung und Spannungsverteilung

Das Submodell übernimmt an definierten Grenzflächen als Randbedingungen für die Spannungsberechnung die Knotenverschiebungen des übergeordneten Modells. In der verwendeten FEM Software Abaqus funktioniert dies automatisch. Das Submodell muss sich hierfür lediglich an den gleichen Koordinaten wie das übergeordnete Modell befinden. Abb. 120 zeigt den Quersteifenanschluss am Untergurt des Längsträgermodells mit überlagert dargestelltem Submodell. Im Submodell ist der Quersteifenanschluss entsprechend detaillierter, mit rundem Quersteifenausschnitt und den Schweißnähten modelliert, um die Strukturspannungsverteilung im Untergurt genau abbilden zu können.

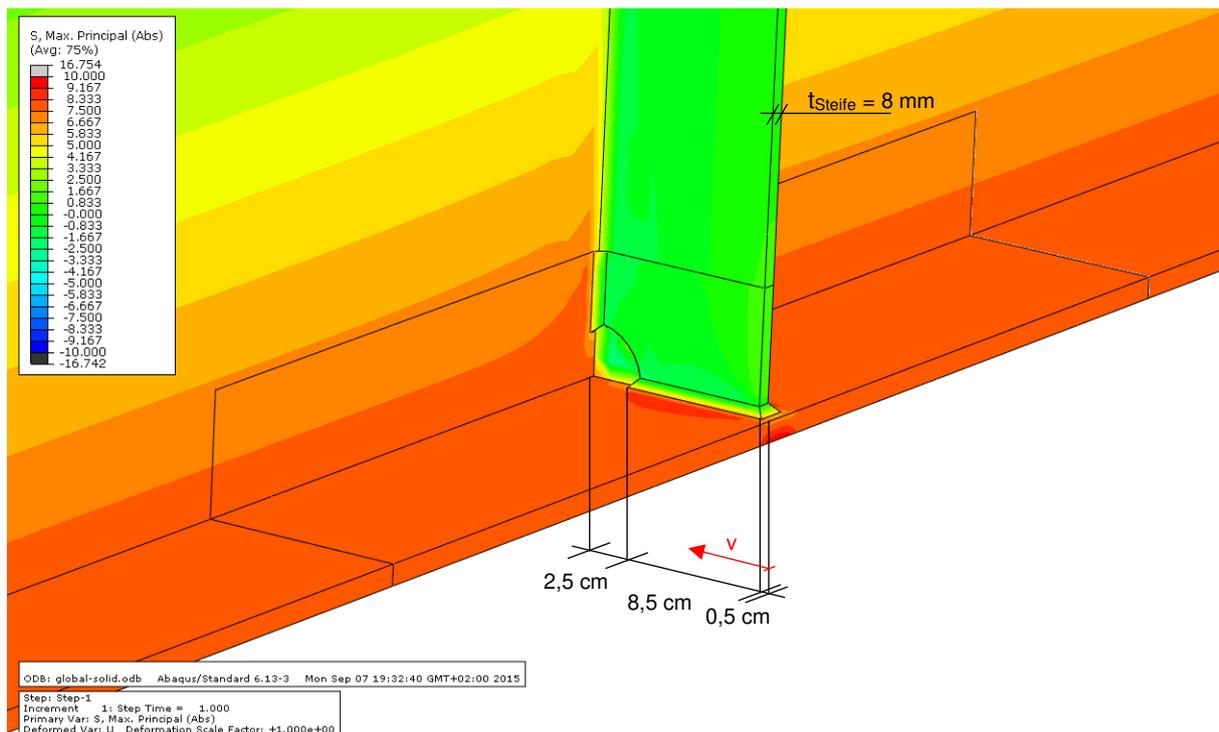


Abb. 120: Längsträgermodell und Submodell überlagert dargestellt, Submodell entsprechend detaillierter mit modellierten Schweißnähten und rundem Ausschnitt der Quersteife

Gemäß der IIW Richtlinie können für die Berechnung von Strukturspannungen sowohl Schalen- als auch Volumenelemente verwendet werden. Der Vorteil von Schalenelementen besteht in der Reduktion von Freiheitsgraden und daher einer schnelleren Berechnung. Schalenelemente bieten außerdem automatisch eine lineare Spannungsverteilung in Dickenrichtung und vermeiden daher, wie vom Strukturspannungskonzept gefordert, die Abbildung der nichtlinearen Spannungsspitze durch die Schweißnahtkerbe selbst. Werden die Schweißnähte nicht modelliert, reduziert sich der Modellierungsaufwand zusätzlich. Obwohl, wie in der IIW Richtlinie erwähnt, auch Schweißnähte vereinfacht mit Schalenelementen dargestellt werden können, ist die Modellierung von bestimmten Schweißnahtgeometrien, zur Abbildung der zugehörigen Spannungserhöhungseffekten, nur mit Volumenelementen sinnvoll umzusetzen. Um den Rechenaufwand dennoch gering zu halten, wird bei entsprechend großen Modellen die Submodelltechnik empfohlen. Hier kann das Submodell mit Volumenelementen modelliert werden und das übergeordnete Modell mit Schalenelementen. Es ist natürlich auch möglich alles mit Volumenelementen zu modellieren. Im Folgenden werden vier verschiedene Modellierungsmöglichkeiten verglichen und gezeigt auf welche

Punkte geachtet werden muss. Die Varianten i bis iv sind mit abnehmendem Modellierungs- und Berechnungsaufwand aufgelistet.

- i. Längsträgermodell und detailliertes Submodell mit Volumenelementen (vgl. Abb. 121, Abb. 122 und Abb. 123)
- ii. Längsträgermodell mit Schalenelementen, detailliertes Submodell mit Volumenelementen (vgl. Abb. 124 und Abb. 125)
- iii. Längsträgermodell mit Volumenelementen (ohne detaillierter Schweißnahtmodellierung), kein Submodell (vgl. Abb. 126 und Abb. 127)
- iv. Längsträgermodell mit Schalenelementen (ohne detaillierter Schweißnahtmodellierung), kein Submodell (vgl. Abb. 128 und Abb. 129)

Abb. 121 zeigt Variante i, wo sowohl der Längsträger, wie auch das Submodell mit Volumenelementen modelliert sind. Die Verwendung von einem Volumenelement über die Blechdicke und die Modellierung der Schweißnaht mit trapezförmigen Volumenelementen stellen einen guten Kompromiss zwischen Modellierungs- und Berechnungsaufwand und der Zuverlässigkeit der Strukturspannungsergebnisse dar. Dies wird im folgenden Abschnitt anhand der Ergebnisse zu den unterschiedlichen Extrapolations- und Vernetzungsvarianten dargestellt. Die Farbskala der Spannungen in Abb. 121 reicht von $\sigma_{11} \leq 78 \text{ N/mm}^2$ (dunkelgrau, dunkelblau) über die Nennspannung an der Oberseite des Untergurtes von $\sigma_{11} = 80 \text{ N/mm}^2$ (grün) bis $\sigma_{11} \geq 82 \text{ N/mm}^2$ (rot, hellgrau). Durch die enge Farbskala ist die Spannungskonzentration im Bereich vor der Quersteife an der Oberseite des Längsträgeruntergurtes gut zu sehen (Anm.: Der Index $_{11}$ deutet auf die Normalspannungen in Trägerlängsrichtung hin. In diesem Fall sind die Spannungen σ_{11} praktisch ident mit den maximalen Hauptspannungen σ_{mp} (maximum principal stress), die von der IIW Richtlinie für die Strukturspannungsberechnung empfohlen werden.

Abb. 122 zeigt ebenfalls die Modellvariante i, jedoch nur das Submodell alleine. Das Längsträgermodell ist hier ausgeblendet. Die Farbskala in Abb. 122 wurde, wie bei den weiteren Modellvarianten ii bis iv in Abb. 124, Abb. 126 und Abb. 128, noch etwas enger gewählt – von $\sigma_{11} \leq 79,5 \text{ N/mm}^2$ (dunkelgrau, dunkelblau) bis $\sigma_{11} \geq 80,5 \text{ N/mm}^2$ (rot, hellgrau). Ein Vergleich der Modellvarianten ist einerseits (bei gleicher Farbskala) über die abgebildete Form der Spannungskonzentration möglich, andererseits über die Spannungsverläufe vor der Quersteife, wie in Abb. 123, Abb. 125, Abb. 127 und

Abb. 129 dargestellt. Um die maximale Strukturspannung vor der Quersteife und deren Lage ermitteln zu können, muss die Strukturspannung über die gesamte Breite des Quersteifenanschlusses berechnet werden. Entsprechend der angewendeten Extrapolationsvorschrift sind die Spannungen in den vorgegebenen Abständen zum hot spot abzulesen und zu extrapolieren. In den Diagrammen sind die Spannungsverläufe im Abstand von 0,5 t und 1,5 t vom Nahtübergang, die Nennspannung, und der mit der Extrapolationsvorschrift nach Gl. 46 ($\sigma_{hs} = 1,5 \sigma_{0,5t} - 0,5 \sigma_{1,5t}$) berechnete Strukturspannungsverlauf eingezeichnet. Die Höhe der Spannung σ ist dabei immer entlang der Untergurtbreite, über dem Abstand v (vom Rand des Untergurtes aus gemessen) aufgetragen (vgl. Referenzpfade der Extrapolation im Abstand von 0,5 t und 1,5 t vom Nahtübergang und die Definition von v in Abb. 122). Der Quersteifenanschluss reicht von $v = 0,5$ cm bis $v = 9,0$ cm.

Durch den Übergang vom übergeordneten Modell auf das Submodell ergeben sich über eine gewisse Länge $L_{\ddot{u}}$ geringe numerische Störungen, wie in Abb. 124 (Modellvariante ii) deutlich zu erkennen ist. Ideal wäre ein ungestörter Übergang vom Submodell zum übergeordneten Modell, d. h. kein farblicher Unterschied zwischen den beiden Modellen. Kann ein ungestörter Übergang zum Submodell nicht erreicht werden, muss das Submodell entsprechend groß gewählt werden, um eine Beeinflussung der Spannungen im relevanten Bereich (hier des Quersteifenanschlusses) zu vermeiden. Werden sowohl das übergeordnete Modell als auch das Submodell mit Volumenelementen modelliert (Modellvariante i), ergeben sich praktisch keine numerischen Störungen im Übergangsbereich der Modelle (vgl. Abb. 122).

Der Vergleich des Referenzmodells i mit den einfacheren Modellvarianten zeigt, dass insbesondere die Modellvarianten iii und iv nicht mehr in der Lage sind die Spannungs-konzentrationen und den Strukturspannungsverlauf zutreffend darzustellen. Dies gilt sowohl für die Höhe der Strukturspannung, als auch für den Strukturspannungsverlauf vor der Quersteife. Ein Verzicht auf die Modellierung der Schweißnaht kann daher für dieses Detail nicht empfohlen werden, obwohl in der Literatur diese grundsätzliche Modellierungsmöglichkeit erwähnt ist. Bei Verwendung der Modellierungsvariante ii, mit dem Längsträger als Schalenmodell und dem Submodell aus Volumenelementen, ist auf einen ausreichend großen Abstand des Modellübergangsbereichs vor dem hot spot zu achten, um eine Beeinflussung der Strukturspannung zu vermeiden.

Ansonsten ist grundsätzlich nichts gegen ein übergeordnetes Schalenmodell einzuwenden, wie auch der Vergleich der Spannungsverläufe in Abb. 123 und Abb. 125 zeigt.

- Modellierungsvariante i:

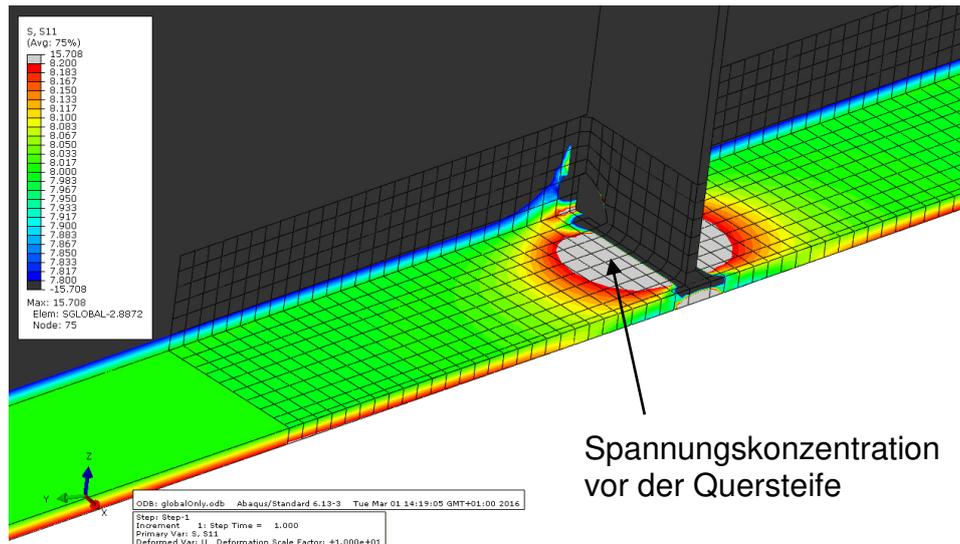


Abb. 121: Modellierungsvariante i, Längsträgermodell und detailliertes Submodell mit Volumenelementen, Längsträgermodell ohne Netz dargestellt, Farbskala von 78 – 82 N/mm²

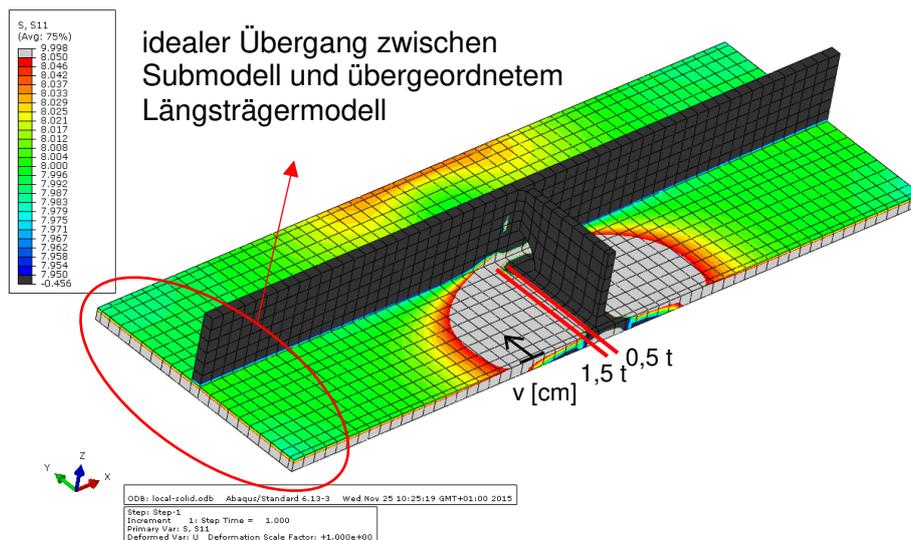


Abb. 122: Modellierungsvariante i, Längsträgermodell und detailliertes Submodell mit Volumenelementen, Längsträgermodell nicht dargestellt, Farbskala von 79,5 - 80,5 N/mm²

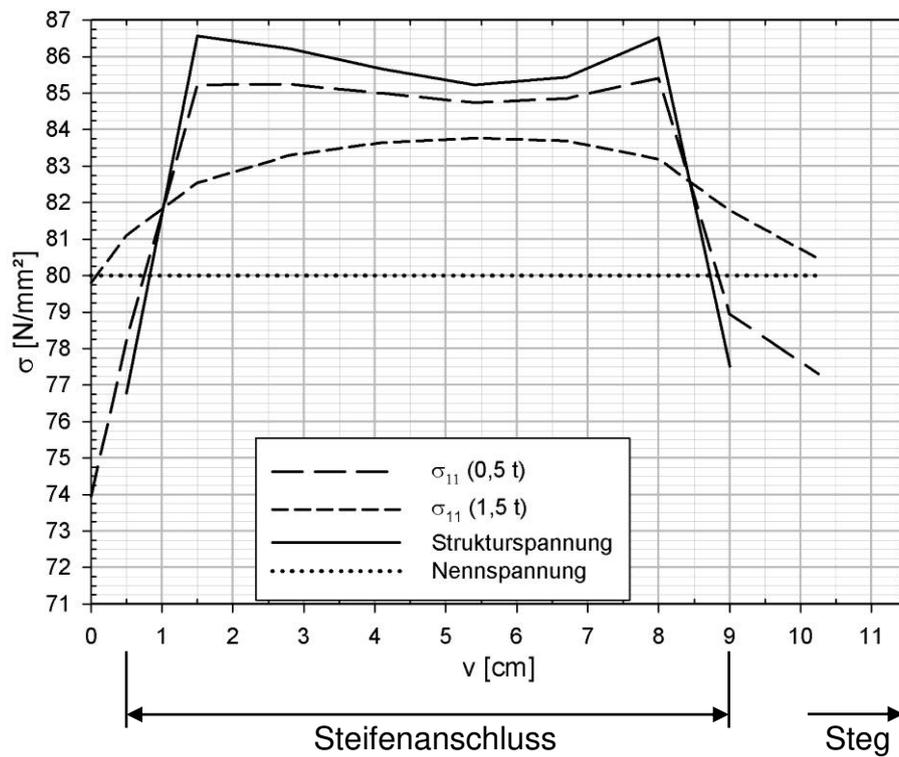


Abb. 123: Modellierungsvariante i, Spannungen quer vor der Steife (Spannungspfade nach Abb. 122)

- Modellierungsvariante ii:

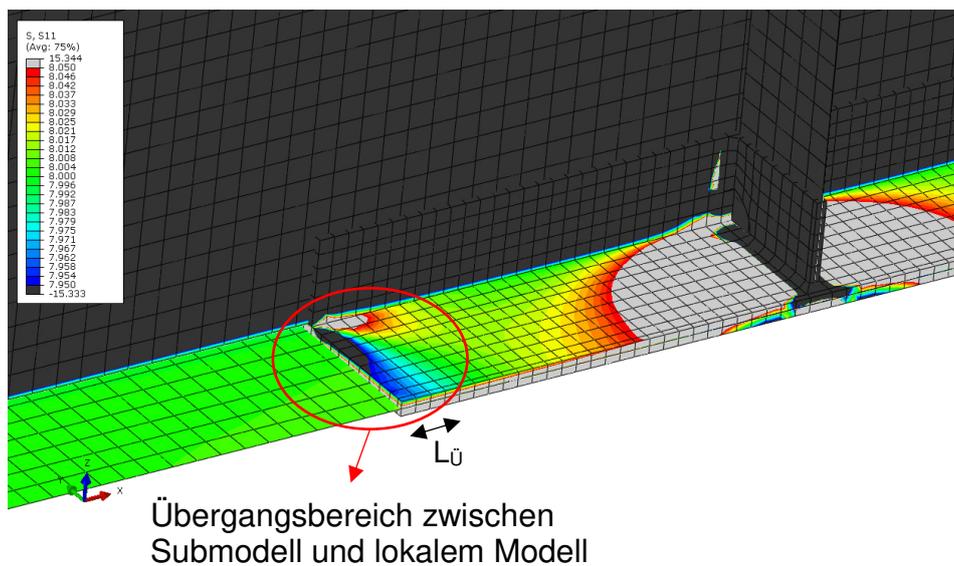


Abb. 124: Modellierungsvariante ii, Längsträgermodell mit Schalenelementen, detailliertes Submodell mit Volumenelementen, Farbskala von 79,5 - 80,5 N/mm²

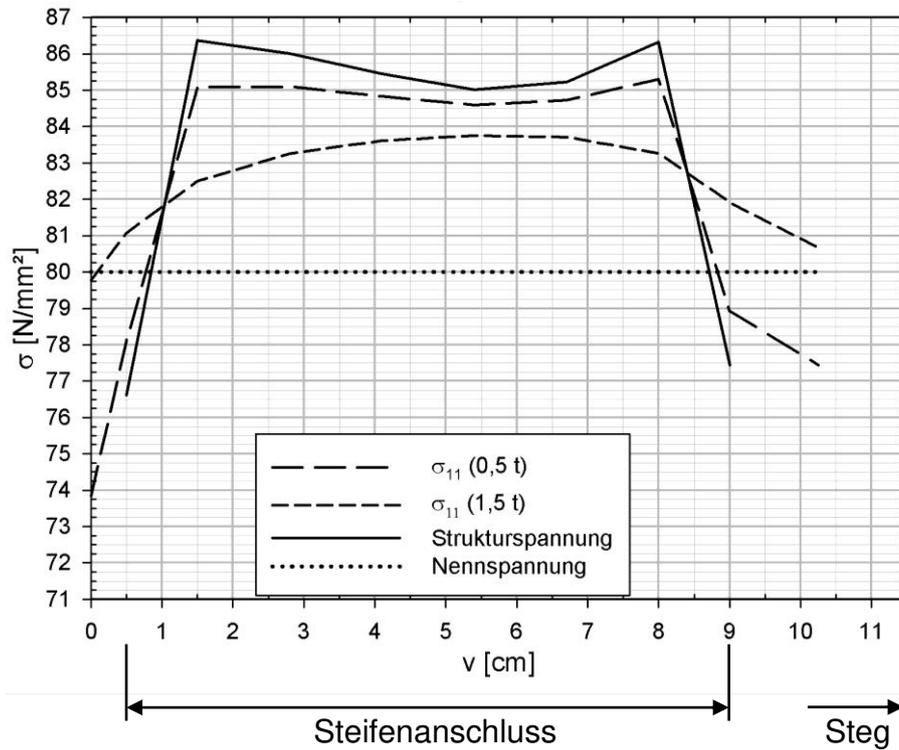


Abb. 125: Modellierungsvariante ii, Spannungen quer vor der Steife (Spannungspfade nach Abb. 122)

- Modellierungsvariante iii:

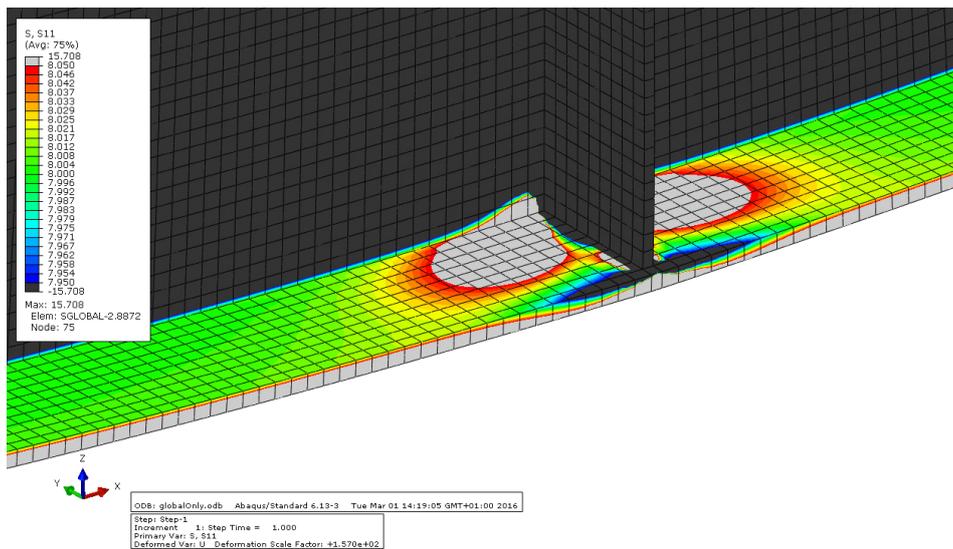


Abb. 126: Modellierungsvariante iii, Längsträgermodell mit Volumenelementen (ohne detaillierter Schweißnahtmodellierung), kein Submodell, Farbskala von 79,5 - 80,5 N/mm²

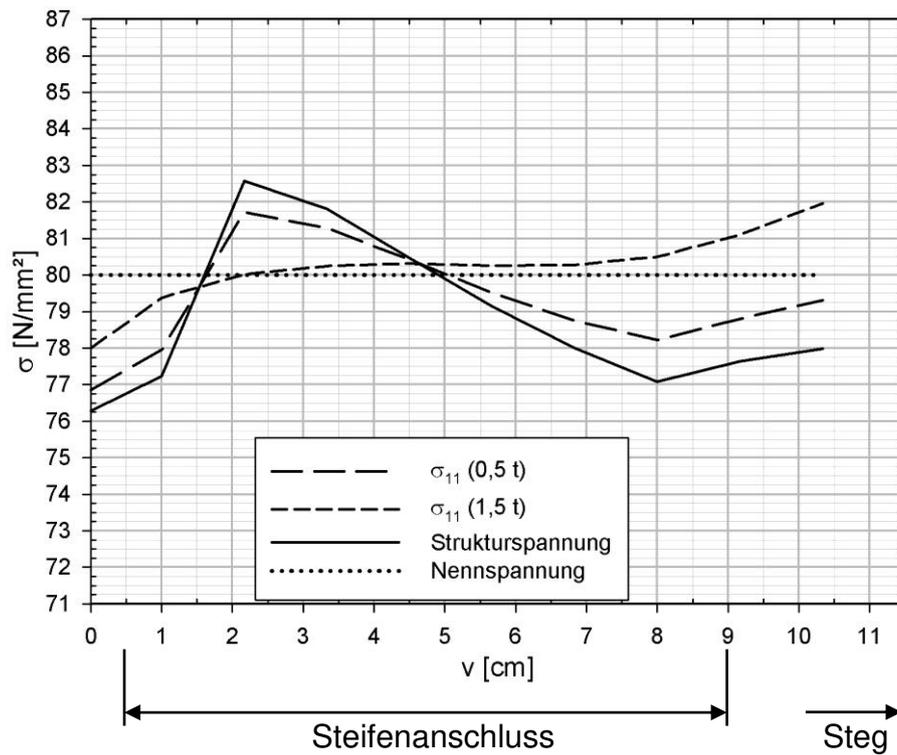


Abb. 127: Modellierungsvariante iii, Spannungen quer vor der Steife (Spannungspfade nach Abb. 122)

- Modellierungsvariante iv:

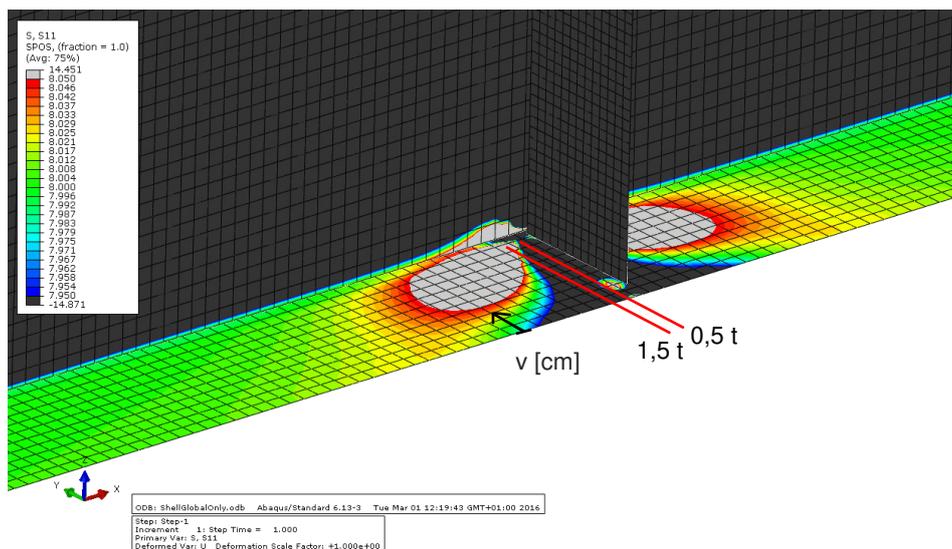


Abb. 128: Modellierungsvariante iv, Längsträgermodell mit Schalenelementen (ohne detaillierter Schweißnahtmodellierung), kein Submodell, Farbskala von 79,5 - 80,5 N/mm²

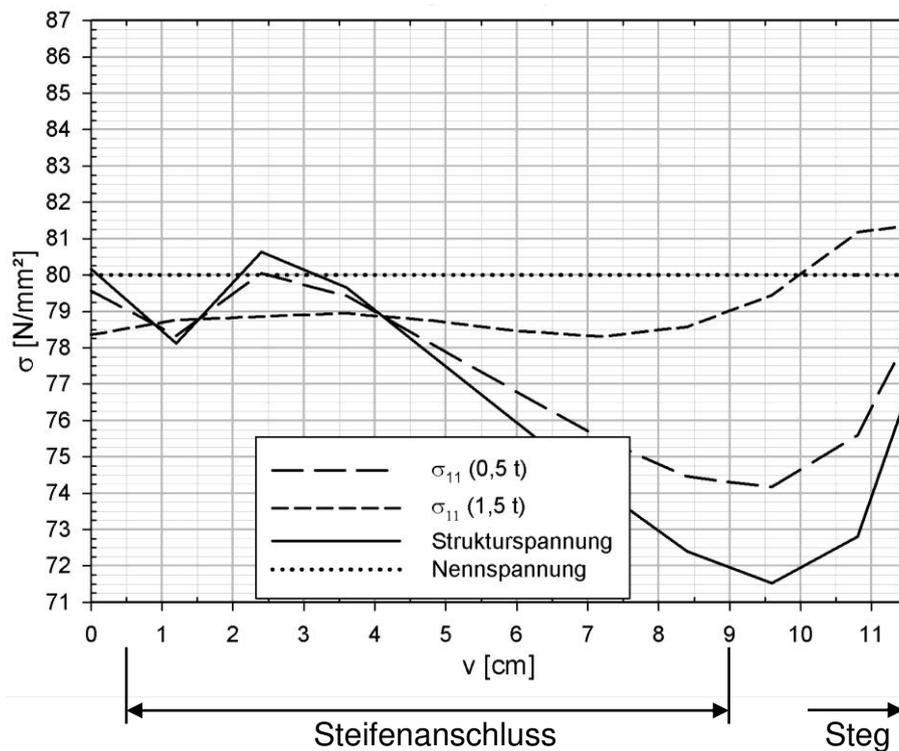


Abb. 129: Modellierungsvariante iv, Spannungen quer vor der Steife (Spannungspfade nach Abb. 122)

- **Variation der Submodellgröße**

Die Submodelltechnik ist eine gute Möglichkeit, um große Strukturen und kleine Detailbereiche effizient modellieren und berechnen zu können. Um die Berechnungsdauer gering zu halten, sollte das Submodell daher nicht zu groß werden und nur so fein wie nötig vernetzt sein. Wie das nachfolgende Beispiel zeigt, darf das Submodell allerdings auch nicht zu klein gewählt werden. In Abb. 130 sieht man ein Submodell aus Volumenelementen und ein übergeordnetes Modell aus Schalenelementen. Das Submodell ist sehr fein vernetzt (5 Elemente über die Blechdicke), was grundsätzlich möglich, jedoch nicht unbedingt notwendig ist, wie später noch gezeigt wird. Die Verwendung einer Farbskala über die volle Spannungsbreite zeigt auf den ersten Blick keine Probleme. Wird die Breite der Farbskala – wie in Abb. 131 dargestellt – jedoch deutlich reduziert, zum Beispiel auf $\sigma_{11} \leq 79,5 \text{ N/mm}^2$ (dunkelgrau, dunkelblau) bis $\sigma_{11} \geq 80,5 \text{ N/mm}^2$ (rot, hellgrau), ist das Problem deutlich ersichtlich.

Folgende Punkte sind problematisch:

1. Der Übergang von einem Schalenmodell auf ein Submodell führt über eine gewisse Länge L_0 zu numerischen Störungen am Rand des Submodells. Dieses Problem wurde bereits bei Modellierungsvariante ii beschrieben (vgl. Abb. 124). Daher muss das Submodell so groß gewählt werden, dass sich nach dem gestörten Randbereich wieder eine Nennspannungsverteilung im Submodell einstellen kann, bevor es im Bereich des hot spots zur relevanten Spannungskonzentration kommt.
2. Damit das Submodell nicht durch die zu grobe Modellierung des übergeordneten Modells beeinflusst wird, muss das Submodell den gesamten Bereich signifikanter Abweichungen von der Nennspannungsverteilung abdecken (vgl. Abb. 131). Die Modellgrenze muss sich in einem Bereich befinden, in dem auch das gröber modellierte übergeordnete Modell die tatsächliche Spannungsverteilung gut abbilden kann.

Modellierungsvariante i und ii zeigen ein längeres Submodell, wodurch gute Strukturspannungsergebnisse berechnet werden können.

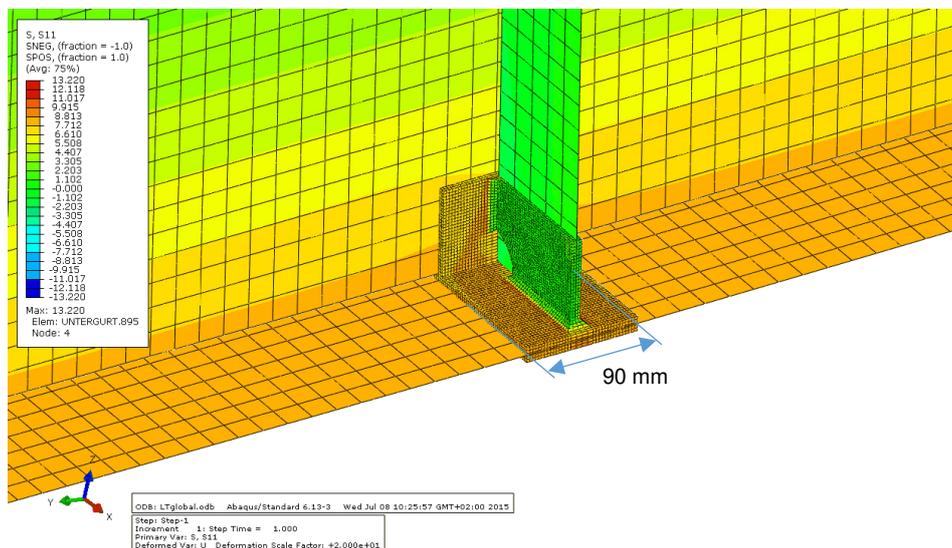


Abb. 130: Längsträgermodell mit Schalenelementen und zu kleines Submodell als Volumenmodell mit breiter Farbskala dargestellt

dell und lokalem Modell sind nur sinnvoll, wenn sie außerhalb des vom hot spot gestörten Bereichs liegen (vgl. Abb. 131). Daher ist die Umsetzung einer zusätzlichen Randbedingung am Untergurt im schmalen Submodell nicht sinnvoll.

In Bezug auf die Randbedingungen des Submodells gilt, dass bei zu wenigen Grenzflächen die Verformung des übergeordneten Modells nicht korrekt auf das Submodell übertragen werden kann. Außerdem muss beachtet werden, dass die Grenzflächen nicht in einem Bereich des übergeordneten Modells definiert werden, in dem die lokale Spannungssituation durch die zu grobe Modellierung des übergeordneten Modells zu ungenau abgebildet ist, da dann auch ein feiner modelliertes Submodell keine besseren Ergebnisse, als das gröber modellierte, übergeordnete Modell liefern kann. Eine Berechnung ist in beiden Fällen, ohne Warnung der FEM Software, möglich. Die korrekte Definition der Grenzflächen obliegt dem Ingenieur.

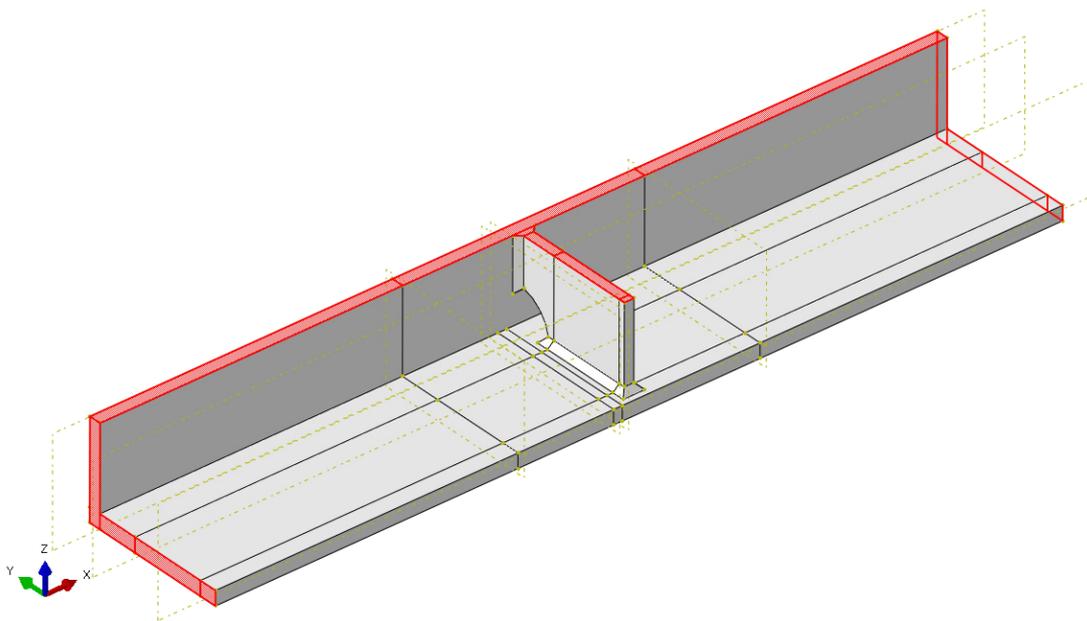


Abb. 132: Schmales Submodell mit rot markierten Grenzflächen

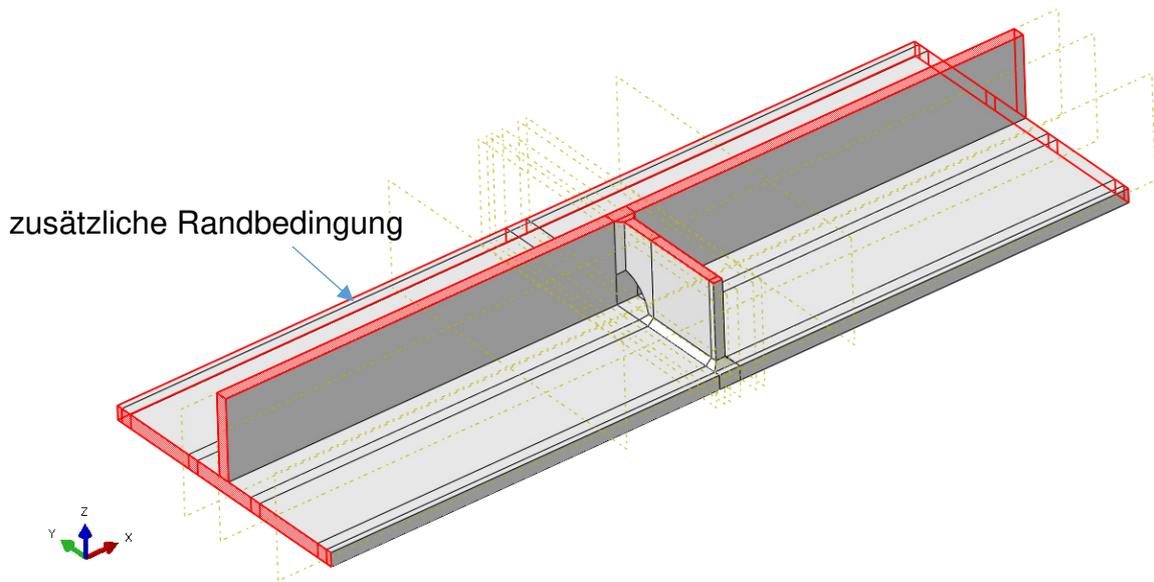


Abb. 133: Breites Submodell mit rot markierten Grenzflächen

Da das untersuchte Modell eine Symmetrieebene (Mittellebene der Quersteife) durch die Quersteife aufweist, wurde die Verwendung einer Symmetrierandbedingung, zusätzlich zu den bereits erwähnten Submodellrandbedingungen, getestet. Abb. 134 zeigt beispielhaft ein Submodell mit rot markierter Symmetrieebene. Die Flächen für die Submodellrandbedingungen sind in dieser Abbildung nicht markiert. Da die resultierenden Strukturspannungsverläufe bei Nutzung der Symmetrieebene den Strukturspannungsverläufen der Referenzmodelle gleichen, konnte gezeigt werden, dass die gleichzeitige Verwendung von Submodell- und Symmetrierandbedingungen problemlos funktioniert. Dadurch sind kleinere Submodelle möglich und der Berechnungsaufwand kann weiter reduziert werden.

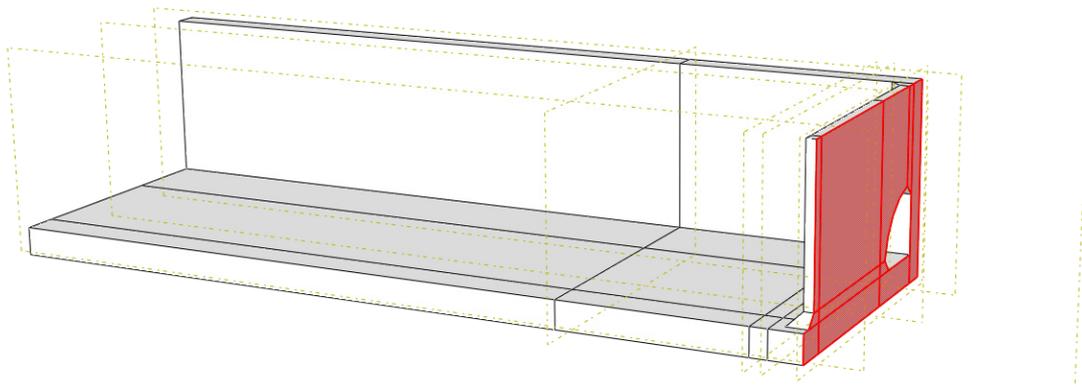


Abb. 134: Submodell mit rot markierter Symmetrieebene

- **Verwendung ebener Submodelle**

Da bei hauptsächlich in der Ebene beanspruchten Bauteildetails auch zweidimensionale Spannungsmodelle eingesetzt werden können, wird im Folgenden auch die Reduktion der Submodellgröße auf ein ebenes Modell untersucht.

Als räumliches Referenzmodell wird ein sehr fein vernetztes Submodell (vgl. Variante 1 in Abschnitt 5.3.6) mit einer maximalen Strukturspannung von $\Delta\sigma_{hs,ref} = 84,70 \text{ N/mm}^2$ herangezogen.

Abb. 135 zeigt einen Längsschnitt durch das Referenzmodell bei $v = 2,5 \text{ cm}$, da sich in dieser Schnittebene die maximalen Strukturspannungen ergeben (vgl. Abb. 141). Dargestellt sind die Spannungen über die Untergurtdicke in verschiedenen Abständen zum hot spot. Dadurch können die Spannungen der getesteten ebenen Modelle 1 – 3 mit dem Referenzmodell über die gesamte Blechdicke verglichen werden und es ergibt sich ein umfassenderes Bild über die Qualität des jeweiligen ebenen Modells. Da die Farbskala der ebenen Modelle 1 bis 3 und die des Referenzmodells identisch ist, ist ein Vergleich der Spannungen über die gesamte Schnittfläche einfach möglich.

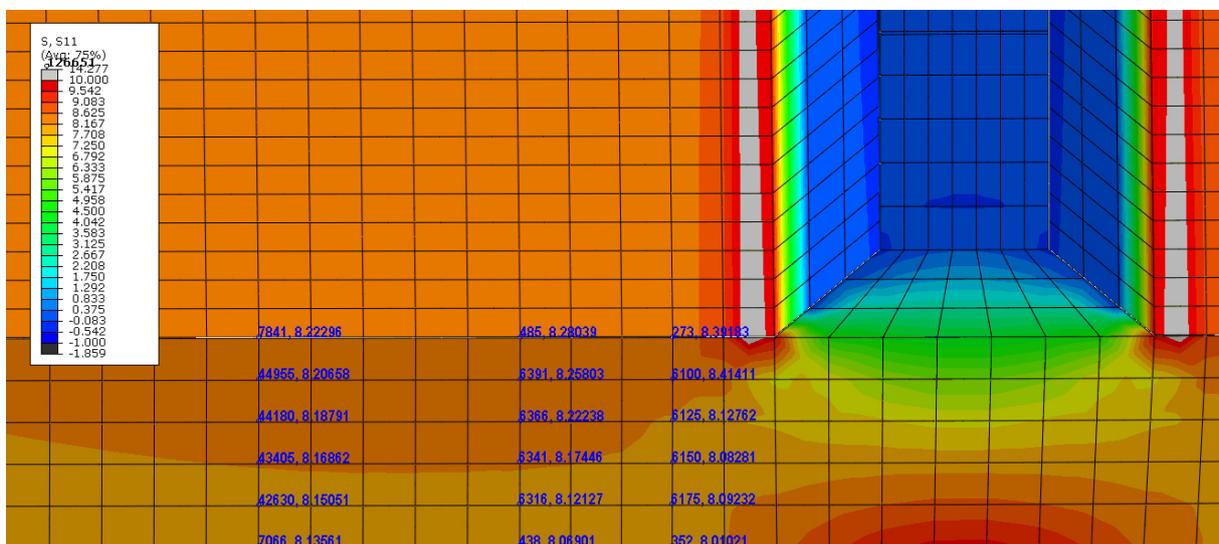


Abb. 135: Schnitt durch das räumliche Referenzmodell (dargestellte Werte in kN/cm^2)

Um die Randbedingungen für ein ebenes Modell möglichst gut festlegen zu können, werden die Verformungen des Referenzmodells in Abb. 136 stark überhöht dargestellt. Die Schnittebene befindet sich in dieser Abbildung ebenfalls bei $v = 2,5 \text{ cm}$.

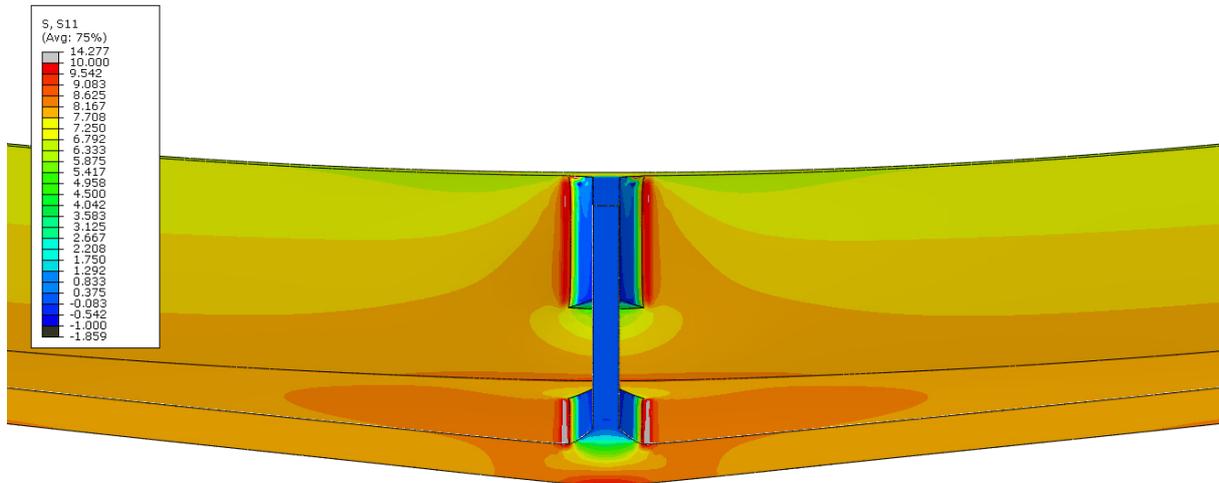


Abb. 136: Längsschnitt durch das räumliche Referenzmodell (dargestellte Werte in kN/cm², Verformungen stark überhöht)

Abb. 137 zeigt das ebene Strukturspannungsmodell Modell 1. Die Randbedingungen sind ein Symmetrieauflager in der Mitte der Quersteife, ein vertikales, horizontal frei verschiebliches Linienauflager des Untergurtes und eine konstante Zugspannung über die Untergurtdicke von 80 N/mm², in einigem Abstand zum hot spot. Wie Abb. 137 zeigt, ist die aufgebrachte konstante Zugspannungsverteilung auch in einem Abstand von 2,0 t zum hot spot noch praktisch ungestört vorhanden. Weiters ist eine deutliche Spannungskonzentration am hot spot sichtbar. Die Strukturspannung des ebenen Modells Modell 1 beträgt nach Gl. 49, $\Delta\sigma_{hs,1} = 89,71 \text{ N/mm}^2$ und ist somit, trotz des Ansatzes einer konstanten Zugspannungsverteilung, höher als die Strukturspannung des Referenzmodells $\Delta\sigma_{hs,ref} = 84,70 \text{ N/mm}^2$.

$$\Delta\sigma_{hs,1} = 1,67 \cdot 8,598 - 0,67 \cdot 8,041 = 8,971 \left[\text{kN/cm}^2 \right] = 89,71 \left[\text{N/mm}^2 \right] \quad \text{Gl. 49}$$

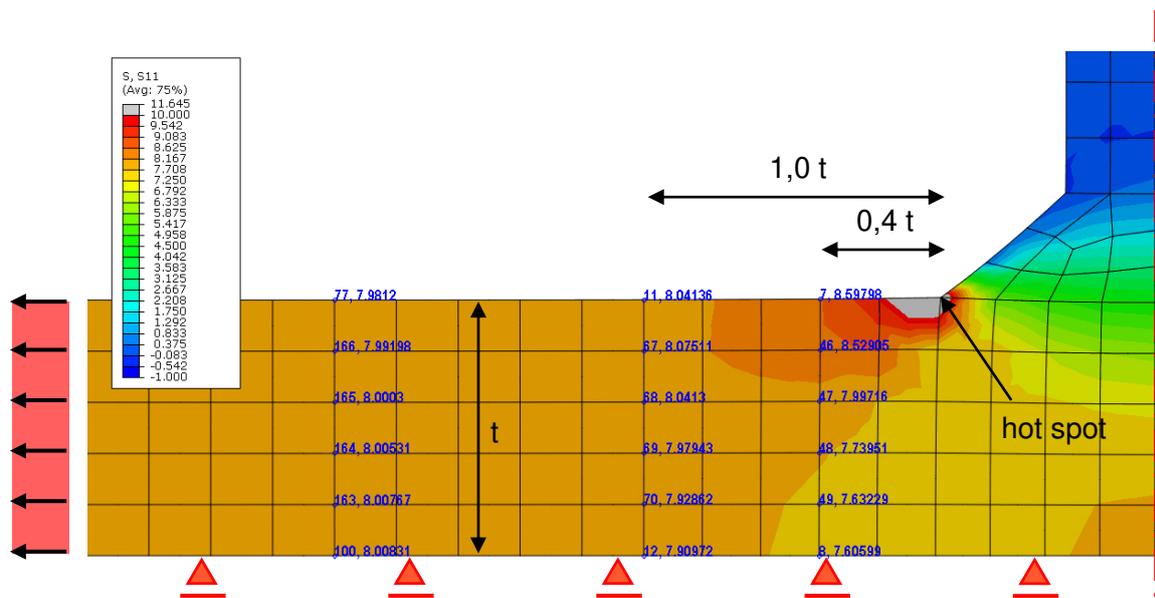


Abb. 137: Ebenes Modell 1, vertikal gelagert, konstante Zugspannung 80 N/mm² (dargestellte Werte in kN/cm²)

Um die hot spot-Spannung etwas zu verringern, und die Verformungen des Referenzmodells besser darstellen zu können, wurde ein weiteres ebenes Modell getestet. Abb. 138 zeigt das ebene Strukturspannungsmodell Modell 2, dargestellt mit einer starken Überhöhung der Verformungen. Die Randbedingungen sind, bis auf das nicht vorhandene vertikale Linienauflager des Untergurtes, identisch mit dem ebenen Strukturspannungsmodell Modell 1. Durch das fehlende Linienauflager des Untergurtes, wird eine Verformung, ähnlich wie im Referenzmodell (vgl. Abb. 136, ebenfalls stark überhöht dargestellt), möglich. Auch hier ist die aufgebrachte konstante Zugspannungsverteilung, in einem Abstand von 2,0 t zum hot spot, ungestört vorhanden. Die sichtbare Spannungskonzentration am hot spot ist nun deutlich geringer geworden. Die Spannungskonzentration am hot spot nimmt jedoch, mit zunehmender Entfernung zum hot spot, sehr rasch ab. Schon im Abstand von 0,4 t vom hot spot, ergibt sich praktisch wieder die Nennspannung $\Delta\sigma_{\text{nenn}} = 80 \text{ N/mm}^2$. Dadurch entspricht auch die extrapolierte Strukturspannung des ebenen Modells 2 nach Gl. 50 der Nennspannung ($\Delta\sigma_{\text{nenn}} = \Delta\sigma_{\text{hs},2} = 80 \text{ N/mm}^2$).

$$\Delta\sigma_{\text{hs},2} = 1,67 \cdot 7,99 - 0,67 \cdot 7,98 = 8,00 \text{ [kN/cm}^2\text{]} = 80,0 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{Gl. 50}$$

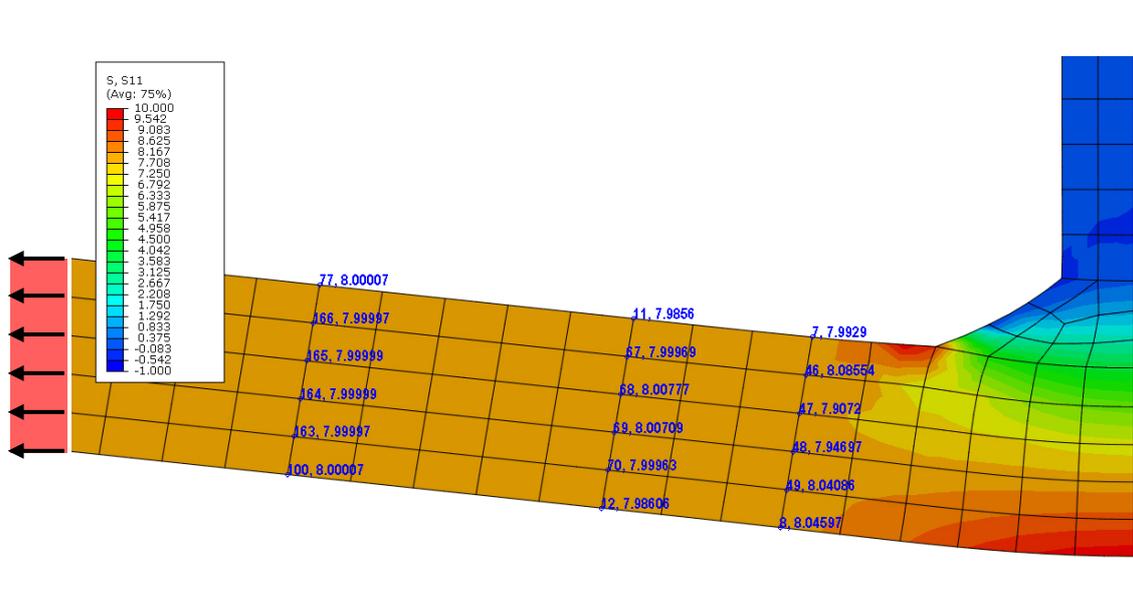


Abb. 138: Ebenes Modell 2, keine vertikale Lagerung, konstante Zugspannung 80 N/mm² (dargestellte Werte in kN/cm², Verformungen stark überhöht)

Da die Strukturspannung des ebenen Modells 2 im Vergleich zum Referenzmodell zu gering ausfällt, jedoch die Verformung, durch das fehlende horizontale Linienauflager des Untergurtes, dem Referenzmodell ähnlich ist, wurde ein ebenes Modell 3 getestet. Im ebenen Strukturspannungsmodell Modell 3 wird, statt der konstanten Spannungsverteilung, ein Spannungsgradient am Untergurt angesetzt (vgl. Abb. 139). Der Spannungsgradient am Untergurt wird dabei aus dem Biegemoment des Längsträgers abgeleitet. Die lineare Spannungsverteilung über die Untergurtdicke, von 80 N/mm² bis 82,1 N/mm², ist weniger konservativ als die konstante Spannungsverteilung im ebenen Modell 2 und entspricht der Nennspannungsverteilung des Längsträgers (vgl. Abb. 119). Die Berechnung von $\Delta\sigma_{hs,3}$ mit Gl. 51 zeigt jedoch keine Verbesserung gegenüber $\Delta\sigma_{hs,2}$.

$$\Delta\sigma_{hs,3} = 1,67 \cdot 7,99 - 0,67 \cdot 7,98 = 8,00 \text{ [kN/cm}^2\text{]} = 80,0 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{Gl. 51}$$

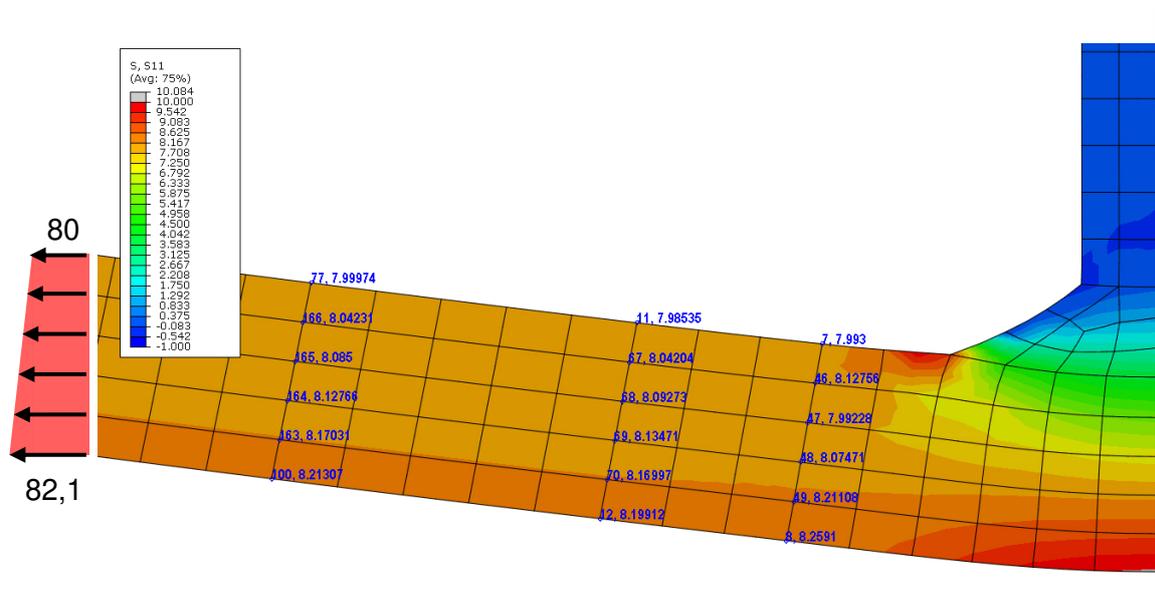


Abb. 139: Ebenes Modell 3, keine vertikale Lagerung, Zugspannungsgradient aus Nennspannungsverteilung am Längsträger mit abgebildet, Zugspannung 80-82,1 N/mm² (dargestellte Werte in kN/cm², Verformungen stark überhöht)

Vergleicht man die Spannungsverteilung im Untergurt des Referenzmodells (Abb. 135) im Abstand von 2,0 t, mit dem im ebenen Modell 3 angesetzten Spannungsgradienten, fällt auf, dass die Spannungen im Referenzmodell, von 82,2 N/mm² an der Oberseite des Untergurtes, bis auf 81,4 N/mm² an der Unterseite des Untergurtes, abnehmen. Dieser Effekt kann mit einem ebenen Modell nicht abgebildet werden.

Grundsätzlich ist es möglich, Strukturspannungen mit einem ebenen Modell zu berechnen. Bei diesem Detail zeigte sich jedoch die Schwierigkeit, die Randbedingungen korrekt zu definieren. Ebene Strukturspannungsmodelle alleine können daher nur in sehr einfachen Fällen mit annähernd konstanter Spannungsverteilung in Breitenrichtung empfohlen werden. Obwohl auch der Quersteifenanschluss geometrisch nicht sehr komplex ist, ist die Strukturspannungsberechnung mit einem zweidimensionalen Modell nicht zutreffend möglich.

5.3.6 Studie unterschiedlicher Extrapolations- und Vernetzungsvarianten

Um Strukturspannungen berechnen zu können, ist es wichtig die lokale Spannungsspitze durch die Kerbe am Schweißnahtübergang auszuschließen. Die gängigste Variante zur Berechnung von Strukturspannungen ist ein Extrapolationsansatz von Referenzpunkten in einem gewissen Abstand zum hot spot. Im Folgenden sollen die unterschiedlichen Extrapolations- und Vernetzungsvarianten der IIW Richtlinie [21] am Beispiel des Quersteifenanschlusstdetails verglichen werden. Die Abmessungen des Quersteifenanschlusses wurden, für die Vergleiche in diesem Abschnitt, mit $t_{UG} = 12$ mm, $t_{St} = 8$ mm und $a_h = 5$ mm definiert, wodurch sich eine Anschlusslänge von $L = 18$ mm ergibt (vgl. Abb. 105). Die Nennspannung an der Oberseite des Untergurts beträgt einheitlich 80 N/mm². Die Elementlängen vor dem hot spot sind an die Extrapolationsvorschriften in Gl. 44 bis Gl. 46 angepasst (die Bezeichnung t entspricht der Untergurtdicke t_{UG}).

- Variante 1: sehr fein vernetztes Submodell (5 Elemente über die Blechdicke, vgl. Abb. 140) mit linearer Extrapolation nach Gl. 44; die zugehörigen Spannungsverläufe vor der Quersteife sind in Abb. 141 abgebildet, mit einer maximalen Strukturspannung von $\sigma_{hs} = 84,70$ N/mm².
- Variante 2: fein vernetztes Submodell (1 Element über die Blechdicke, Länge des ersten Elements vor dem hot spot ist $0,4 t_{UG}$, Länge des zweiten Elementes vor dem hot spot ist $0,6 t_{UG}$, vgl. Abb. 142) mit linearer Extrapolation nach Gl. 44; die zugehörigen Spannungsverläufe vor der Quersteife sind in Abb. 143 abgebildet, mit einer maximalen Strukturspannung von $\sigma_{hs} = 85,38$ N/mm².
- Variante 3: fein vernetztes Submodell (1 Element über die Blechdicke, Länge des ersten Elements vor dem hot spot ist $0,4 t_{UG}$, Länge des zweiten und dritten Elementes vor dem hot spot ist $0,5 t_{UG}$, vgl. Abb. 144) mit quadratischer Extrapolation nach Gl. 45; die zugehörigen Spannungsverläufe vor der Quersteife sind in Abb. 145 abgebildet, mit einer maximalen Strukturspannung von $\sigma_{hs} = 85,69$ N/mm².
- Variante 4: grob vernetztes Submodell (1 Element über die Blechdicke, vgl. Abb. 146) mit linearer Extrapolation nach Gl. 46; die zugehörigen Spannungsverläufe

vor der Quersteife sind in Abb. 147 abgebildet, mit einer maximalen Strukturspannung von $\sigma_{hs} = 85,46 \text{ N/mm}^2$.

Alle vier Varianten ergeben etwa dieselben Strukturspannungshöhen am hot spot und ähnliche Strukturspannungsverläufe. Die Vergleichsrechnungen fanden an schmalen, nur über die halbe Untergurtbreite reichenden, Submodellen statt. Die Ergebnisse sind mit einer Bandbreite von 1,1% (von -0,7% bis +0,4%) um den Mittelwert ($\sigma_{hs,mean} = 85,31 \text{ N/mm}^2$) bei allen vier Varianten sehr ähnlich.

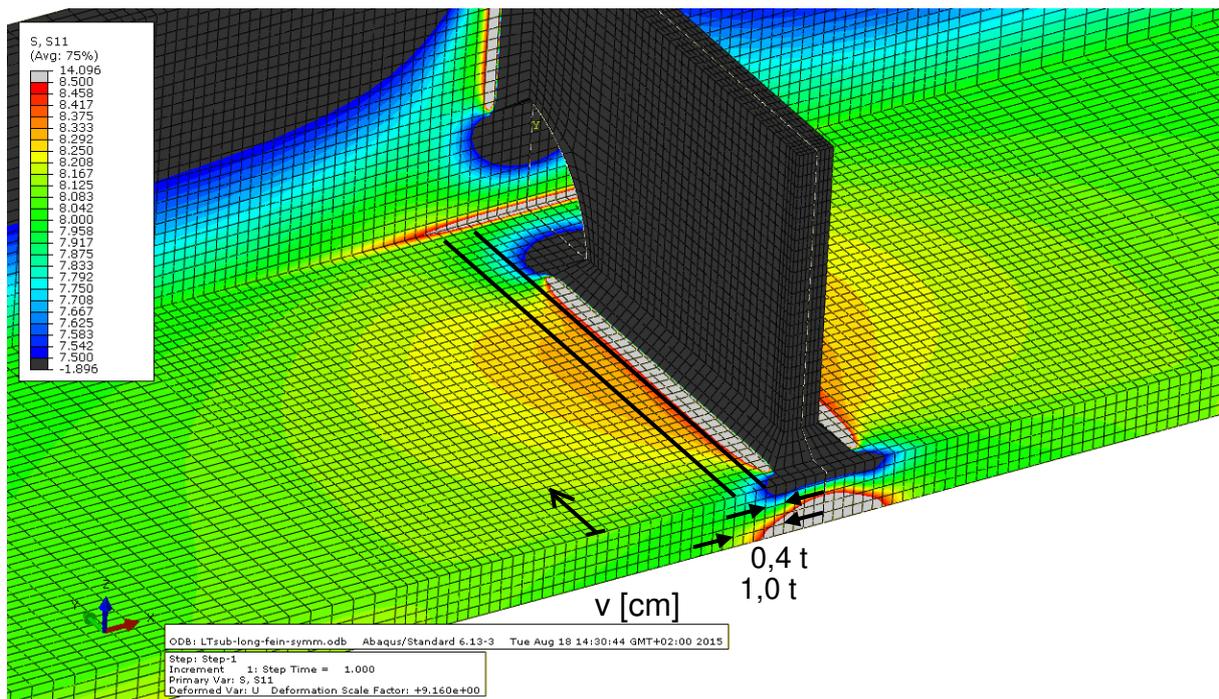


Abb. 140: Variante 1: sehr fein vernetztes Submodell, lineare Extrapolation, Farbskala von 75 - 85 N/mm²

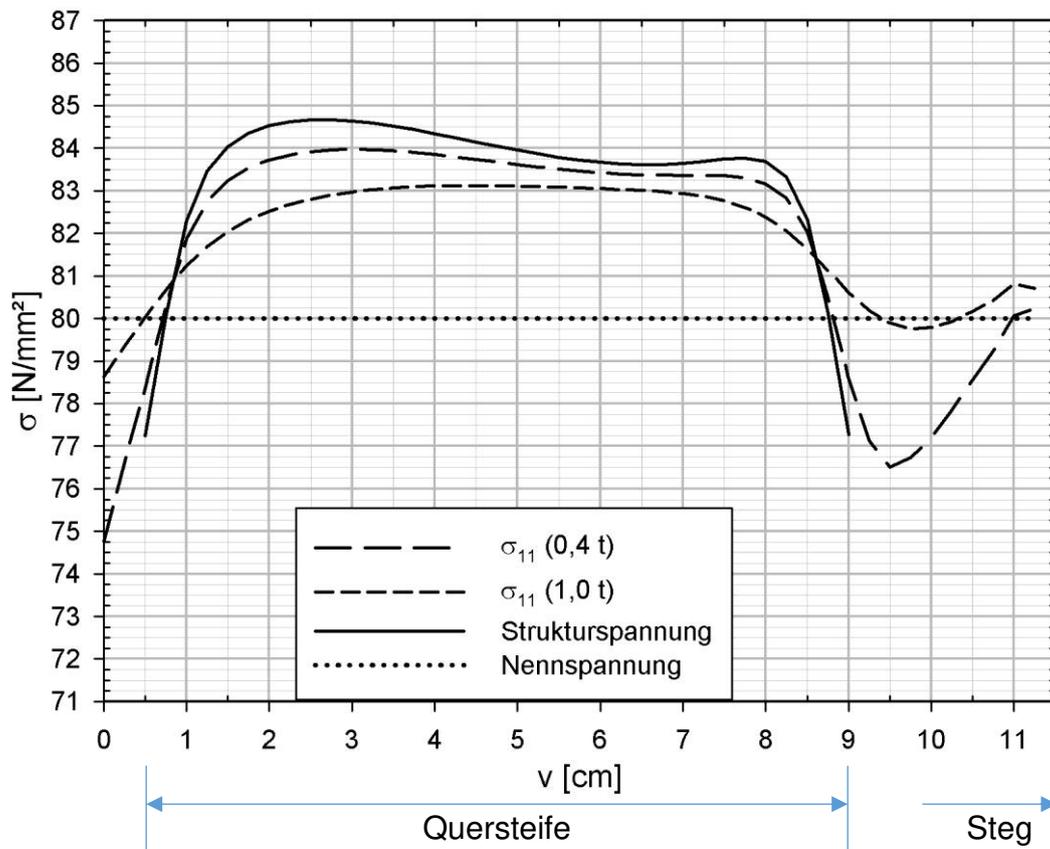


Abb. 141: Spannungsverläufe vor der Quersteife, Variante 1: sehr fein vernetztes Submodell, lineare Extrapolation

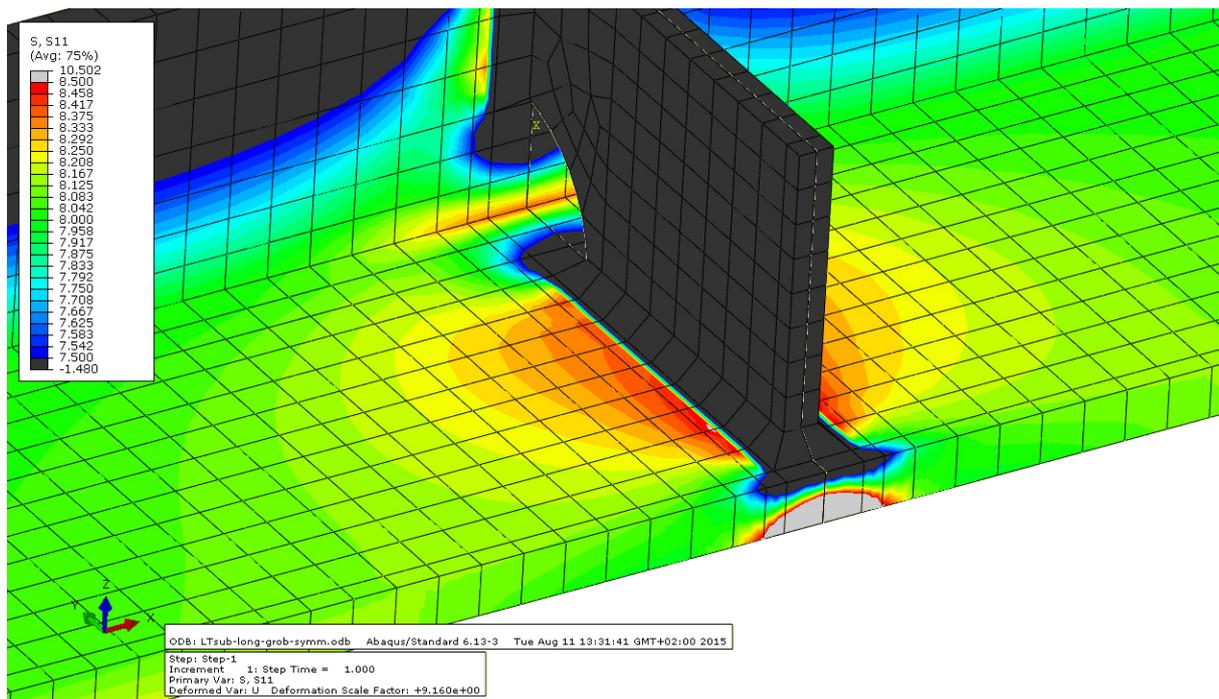


Abb. 142: Variante 2: fein vernetztes Submodell, lineare Extrapolation, Farbskala von 75 - 85 N/mm²

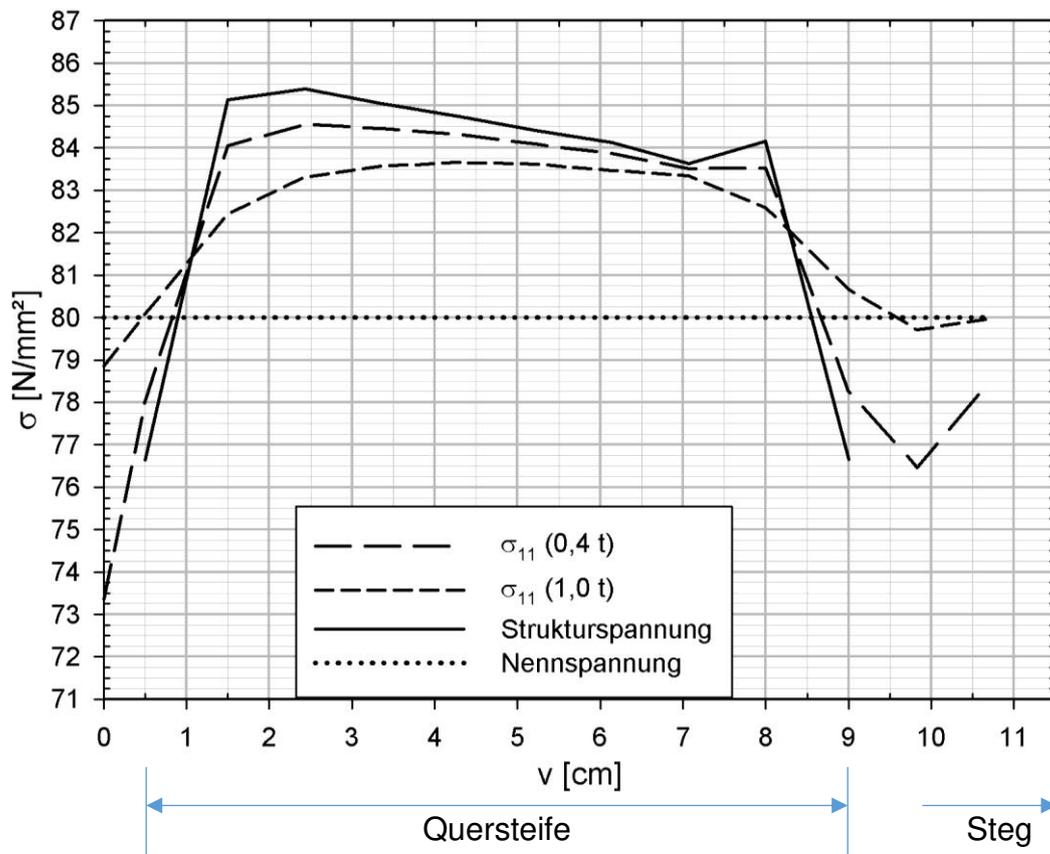


Abb. 143: Spannungsverläufe vor der Quersteife, Variante 2: fein vernetztes Submodell, lineare Extrapolation

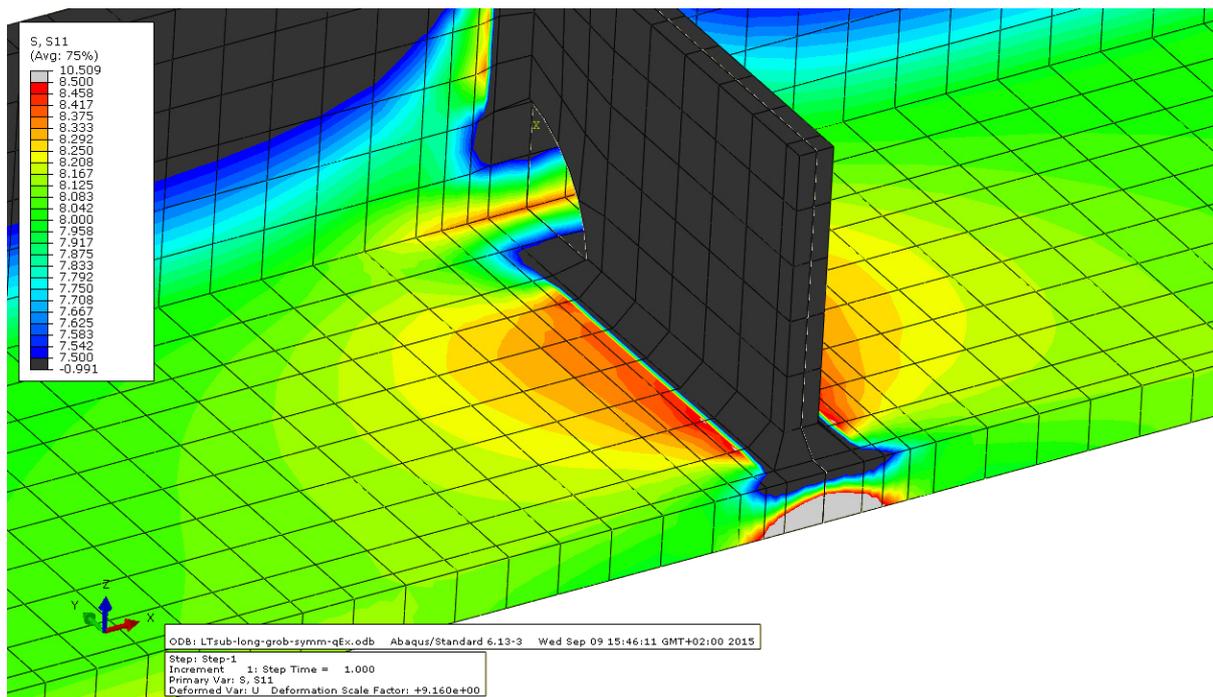


Abb. 144: Variante 3: fein vernetztes Submodell, quadratische Extrapolation, Farbskala von 75 - 85 N/mm²

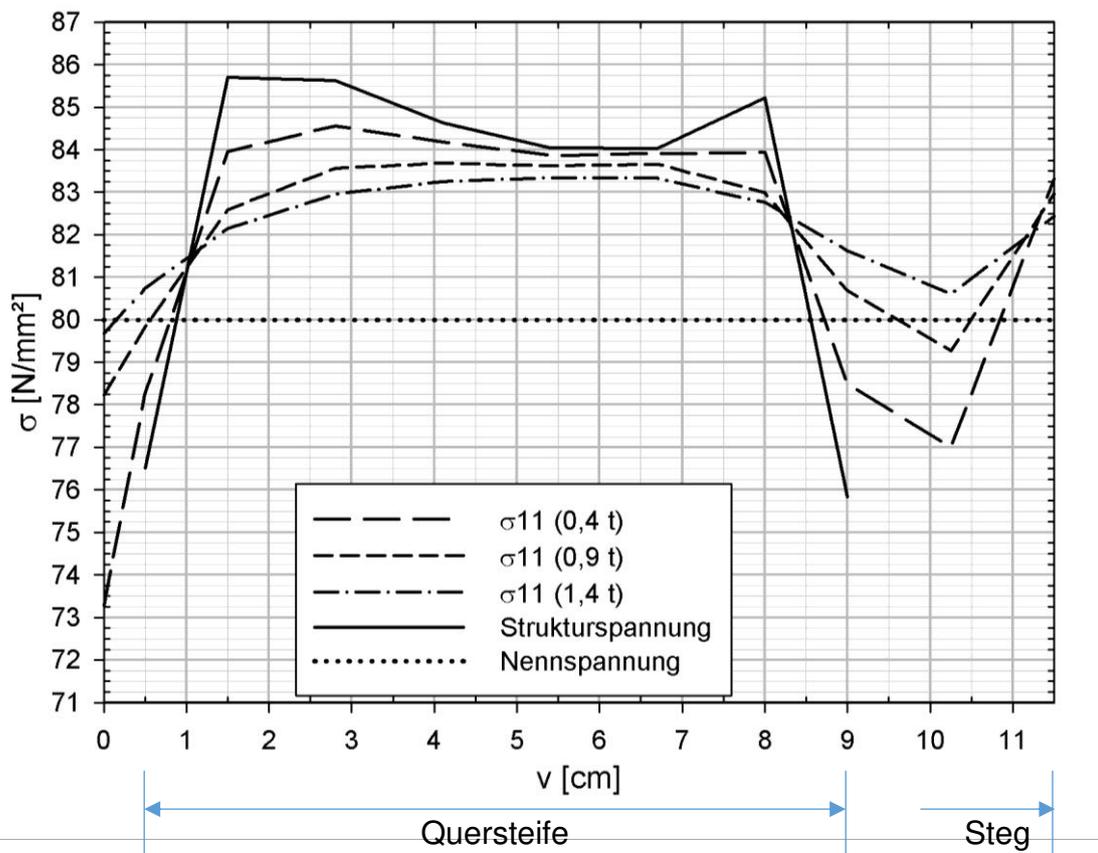


Abb. 145: Spannungsverläufe vor der Quersteife, Variante 3: fein vernetztes Submodell, quadratische Extrapolation

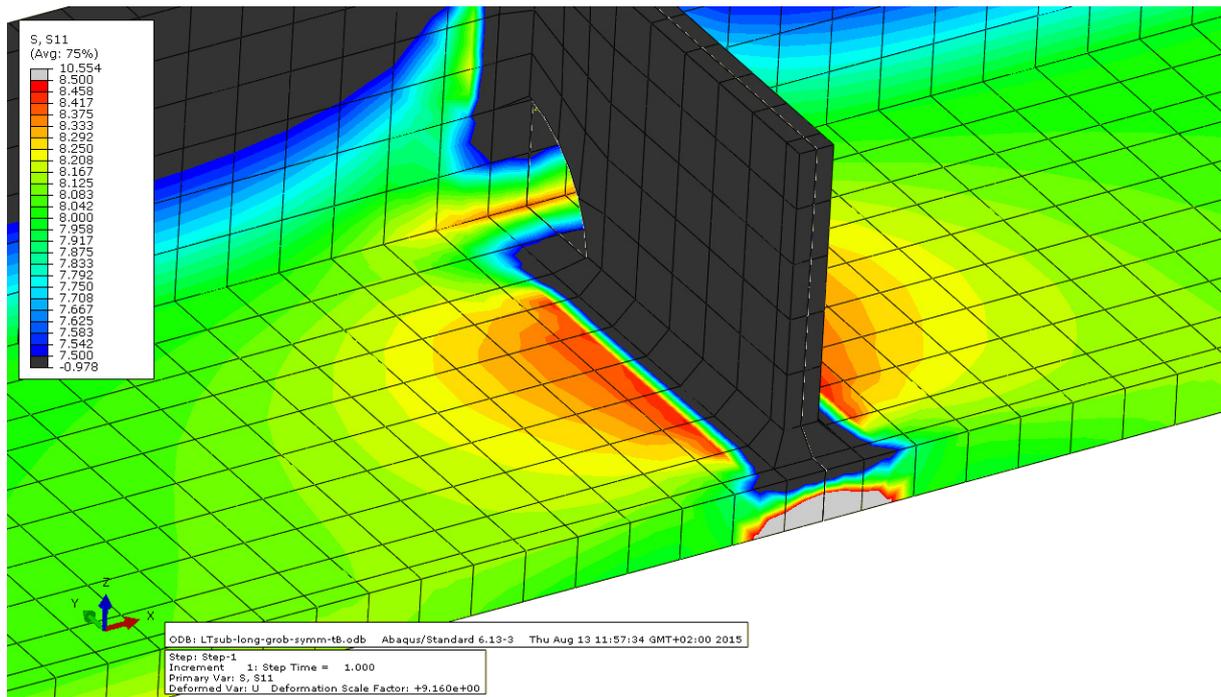


Abb. 146: Variante 4: grob vernetztes Submodell, lineare Extrapolation, Farbskala von 75 - 85 N/mm²

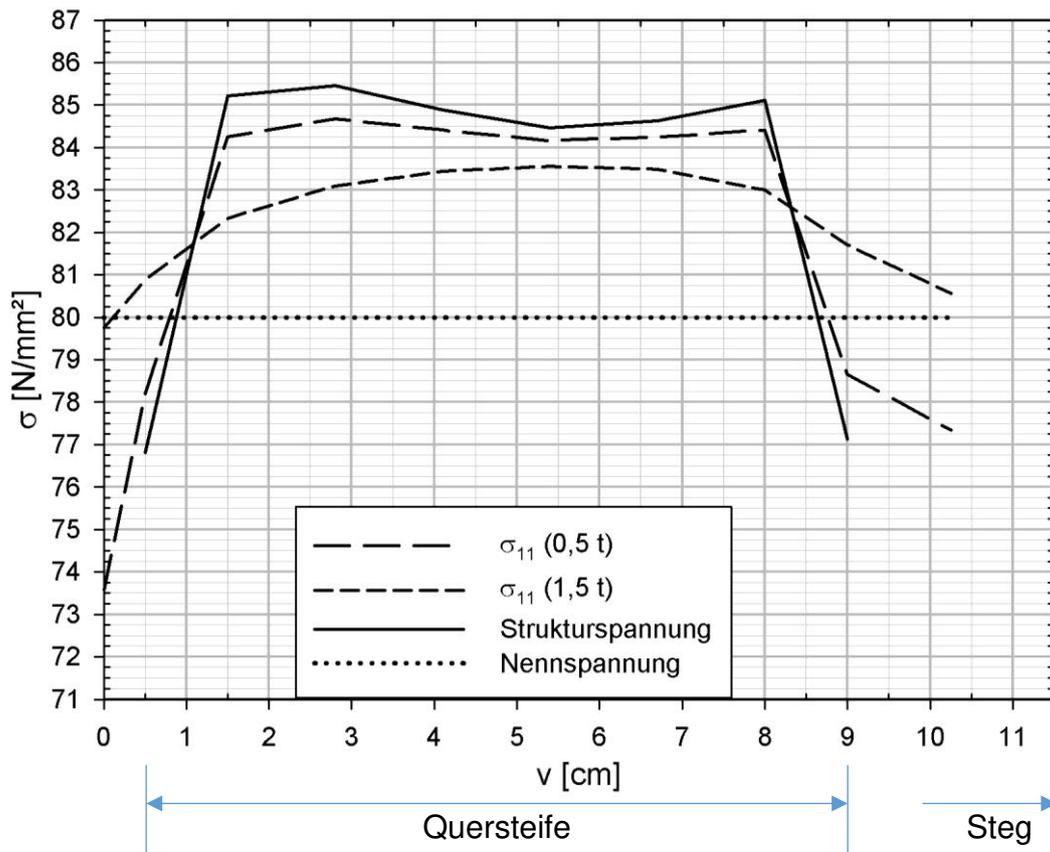


Abb. 147: Spannungsverläufe vor der Quersteife, Variante 4: grob vernetztes Submodell, lineare Extrapolation

5.3.7 Studie zum Integrationsansatz der Finiten Elemente

In der IIW Richtlinie werden 20 Knoten-Volumenelemente, mit reduzierter Integration, empfohlen. In der FEM Software Abaqus heißen diese Elemente C3D20R. Sie besitzen 8 Integrationspunkte. Im Gegensatz dazu besitzen die C3D20 Elemente mit voller Integration 27 Integrationspunkte. In Abb. 148 wird eine Seitenfläche eines 20 Knoten Elementes mit reduziertem Integrationsansatz (4 Integrationspunkte) und eine Seitenfläche eines 20 Knoten Elementes mit vollem Integrationsansatz (9 Integrationspunkte) dargestellt. Durch die Verwendung von Elementen mit quadratischer Ansatzfunktion (20 Knoten), reduzierter Integration und der Anordnung von nur einem Element in Blechdickenrichtung, kann die nichtlineare Spannungsspitze der Schweißnahtkerbe einfach ausgeschlossen werden, da das Element dann (über die 2 Integrationspunkte) nur mehr eine lineare Spannungsverteilung abbilden kann.

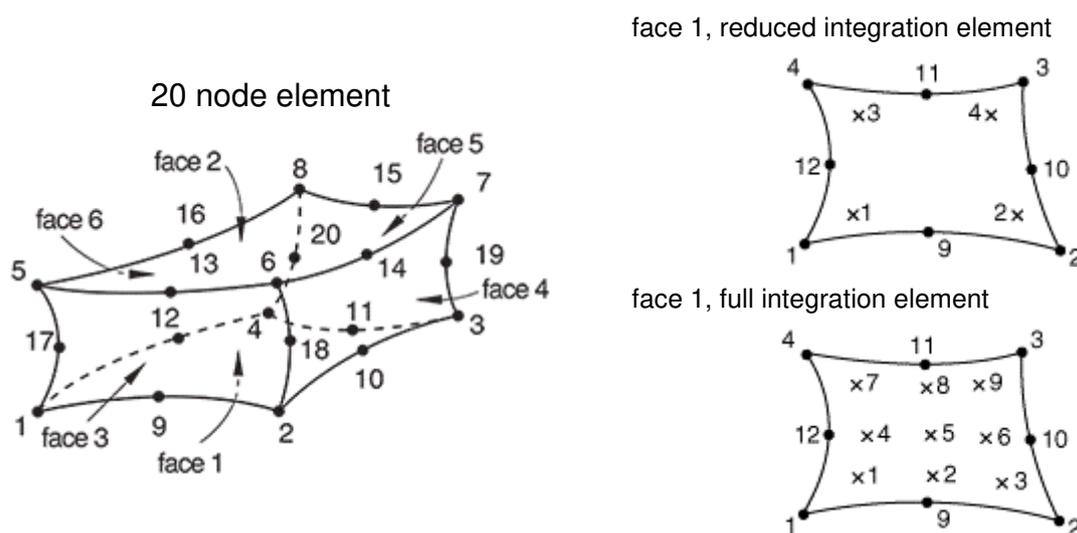


Abb. 148: Darstellung eines 20 Knoten Volumenelementes, entnommen aus [74]

Wie der folgende Vergleich zeigt, können mit 20 Knoten-Elementen und vollem Integrationsansatz die Strukturspannungen nicht korrekt berechnet werden. Die Abmessungen des Quersteifenanschlusses wurden, für die Vergleiche in diesem Abschnitt, mit $t_{UG} = 12 \text{ mm}$, $t_{St} = 8 \text{ mm}$ und $a_h = 5 \text{ mm}$ definiert, wodurch sich eine Anschlusslänge von $L = 18 \text{ mm}$ ergibt (vgl. Abb. 105). Abb. 149 zeigt die Spannungsverläufe vor der Quersteife bei sehr feiner Vernetzung und linearer Extrapolation (vgl. Variante 1 in Abb. 141), jedoch ohne reduzierte Integration. Der Spannungsgradient nimmt hier zwischen $v = 4 \text{ cm}$ und $v = 8 \text{ cm}$ zum hot spot hin unerwartet ab (σ_{11} im Abstand von $0,4 t$ ist kleiner als σ_{11} im Abstand von $1,0 t$). Laut Definition der Strukturspannung müssen

die Spannungen zum hot spot hin jedoch zunehmen. Abb. 150 zeigt die Spannungsverläufe vor der Quersteife bei feiner Vernetzung, linearer Extrapolation (vgl. Variante 2 in Abb. 143) und vollem Integrationsansatz. Hier sieht man deutlich höhere Strukturspannungen, als im Referenzbeispiel mit reduzierter Integration.

Anhand der gezeigten Beispiele ist ersichtlich, dass die Verwendung von 20 Knoten Volumenelementen, mit voller Integration, bei der Strukturspannungsberechnung nicht zielführend ist. Sowohl der Verlauf, als auch die Höhe der Strukturspannungen, wird dadurch verändert. Im ersten Beispiel ergaben sich niedrigere Strukturspannungen, im zweiten Beispiel deutlich höhere Strukturspannungen.

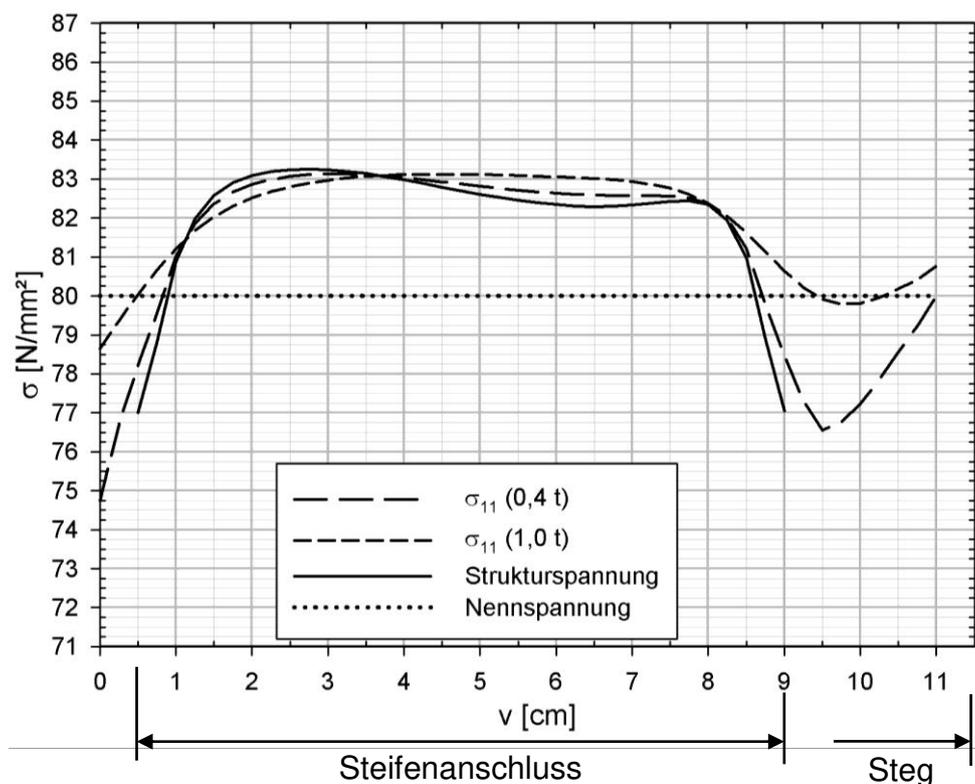


Abb. 149: Spannungsverläufe vor der Quersteife, sehr fein vernetztes Submodell, lineare Extrapolation, ohne reduzierter Integration

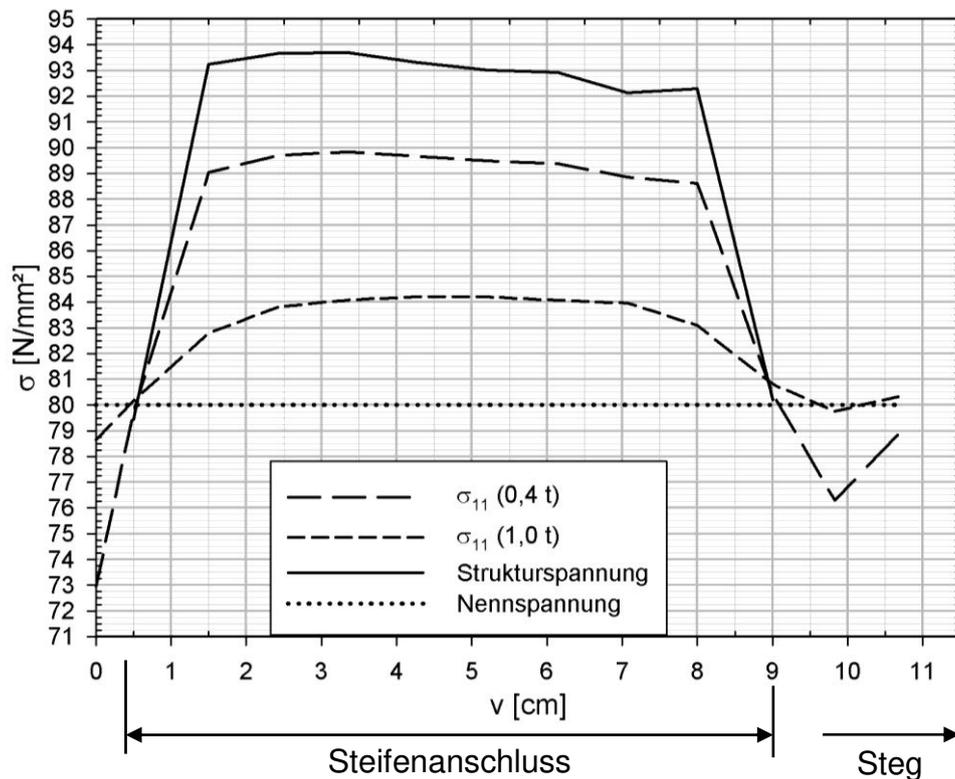


Abb. 150: Spannungsverläufe vor der Quersteife, fein vernetztes Submodell, lineare Extrapolation, ohne reduzierter Integration

5.3.8 Strukturspannungsvergleich der untersuchten Abmessungs- und Berechnungsvarianten

In diesem Abschnitt werden Strukturspannungen, für alle Abmessungsvarianten in Tab. 14, auf drei verschiedene Arten berechnet und miteinander verglichen. Erstens mit der linearen Strukturspannungsextrapolation am grob vernetzten Submodell SM1 (vgl. Abb. 151 links), zweitens mit der quadratischen Strukturspannungsextrapolation am sehr fein vernetzten Submodell SM2 (vgl. Abb. 151 rechts) und drittens durch direkte Ablesen der Strukturspannung am hot spot, ebenfalls am grob vernetzten Submodell (vgl. Abschnitt 5.3.3).

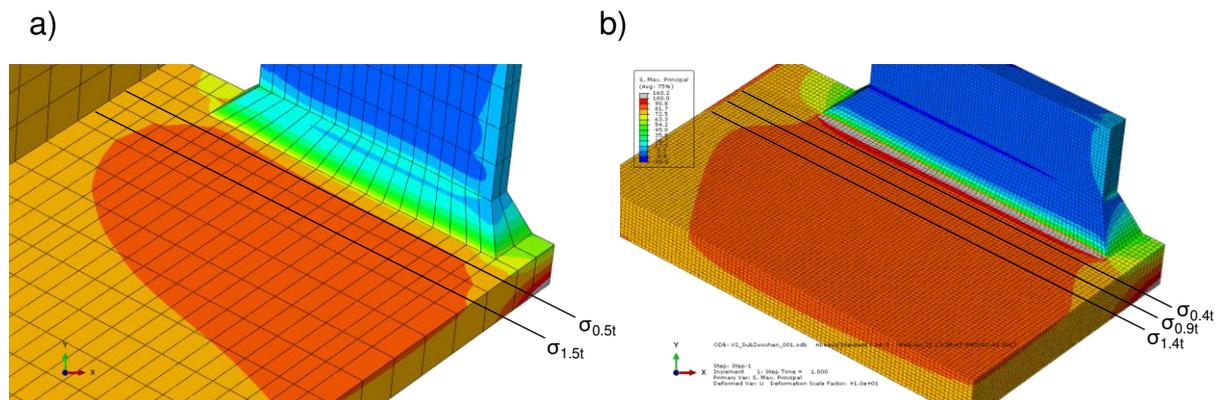


Abb. 151: Darstellung der Submodelle für den Strukturspannungsvergleich; a) grobes Submodell SM1, b) feines Submodell SM2

Abb. 151 zeigt auf der linken Seite das grob vernetzte Submodell SM1, mit den zugehörigen Extrapolationspfaden im Abstand von 0,5 t und 1,5 t für die lineare Strukturspannungsextrapolation, gemäß Gl. 46. Auf der rechten Seite von Abb. 151 ist das sehr fein vernetzte Submodell SM2 mit den zugehörigen Extrapolationspfaden im Abstand von 0,4 t, 0,9 t und 1,4 t für eine quadratische Strukturspannungsextrapolation, gemäß Gl. 45 dargestellt. Beide Submodelle nutzen die Symmetrieebene in Steifenmitte als zusätzliche Randbedingung. Zur Reduzierung der Gesamtelementanzahl des rechten, feiner vernetzten Submodells ist dieses von den äußeren Abmessungen her deutlich kleiner als das linke Submodell. Als Besonderheit der Berechnung mit Submodell SM2 ist hier zusätzlich das Submodell SM1 „vorgeschaltet“. Das Submodell SM2 übernimmt daher an den äußeren Schnittflächen die Knotenverschiebungen des Submodells SM1 und nicht direkt die des Längsträgermodells. Dadurch wird ein praktisch ungestörter Übergang zwischen den Modellen erreicht.

Tab. 18 zeigt die Ergebnisse des Vergleiches für die Abmessungsvarianten V1 – V10 in Form der Strukturspannung σ_{hs} und als Spannungserhöhungsfaktor, bezogen auf die Nennspannung $\sigma_{hs} / \sigma_{nom}$. Die Grundlage für die Extrapolation sind jeweils die maximalen Hauptspannungen. Der Unterschied zwischen den einzelnen Extrapolationsvarianten beträgt maximal 1,8 %. Der Unterschied zwischen den extrapolierten und den direkt abgelesenen Strukturspannungsergebnissen an den grob vernetzten FE Modellen beträgt maximal 2,1 %.

Tab. 18: Ergebnisse der unterschiedlichen Strukturspannungsextrapolationen
für alle Abmessungsvarianten ($\sigma_{nom} = 80 \text{ N/mm}^2$)

Ab- mes- sungs- vari- ante	grobes FE Netz lineare Extrapolation der Strukturspannung $\sigma_{hs} = 1,5 \sigma_{0,5t} - 0,5 \sigma_{1,5t}$		sehr feines FE Netz quadratische Extrapolation der Strukturspannung $\sigma_{hs} = 2,52 \sigma_{0,4t} - 2,24 \sigma_{0,9t} + 0,72 \sigma_{1,4t}$		grobes FE Netz direkt abgelesene Strukturspannung am hot spot	
	σ_{hs} in [N/mm ²]	$\sigma_{hs} / \sigma_{nom}$	σ_{hs} in [N/mm ²]	$\sigma_{hs} / \sigma_{nom}$	σ_{hs} in [N/mm ²]	$\sigma_{hs} / \sigma_{nom}$
V1	87,0	1,09	87,1	1,09	88,8	1,11
V2	92,8	1,16	91,4	1,14	94,6	1,18
V3	83,3	1,04	84,2	1,05	84,2	1,05
V4	86,6	1,08	87,5	1,09	87,7	1,10
V5	90,4	1,13	90,6	1,13	92,2	1,15
V6	93,2	1,17	94,0	1,18	95	1,19
V7	81,7	1,02	83,2	1,04	82,1	1,03
V8	82,9	1,04	84,0	1,05	83,6	1,05
V9	84,3	1,05	85,5	1,07	85,2	1,07
V10	85,8	1,07	86,7	1,08	86,9	1,09

In Abb. 152 sind die Spannungserhöhungsfaktoren der linearen Extrapolation aus Tab. 18 über der Anschlusslänge L aufgetragen. Es ist deutlich ersichtlich, dass die Spannungskonzentration größer wird, je größer die Anschlusslänge ist. Dies gilt unabhängig von der Untergurtdicke. Darüber hinaus wird die Spannungskonzentration mit zunehmender Untergurtdicke t_{UG} geringer. Dies widerspricht dem realen Verhalten bei Ermüdungsversuchen mit dem Nennspannungskonzept (Abnahme der Ermüdungsfestigkeit mit zunehmender Blechdicke) und muss bei der Berechnung der Lebensdauer über einen Blechdickenfaktor korrigiert werden (vgl. Abschnitt 5.2.4).

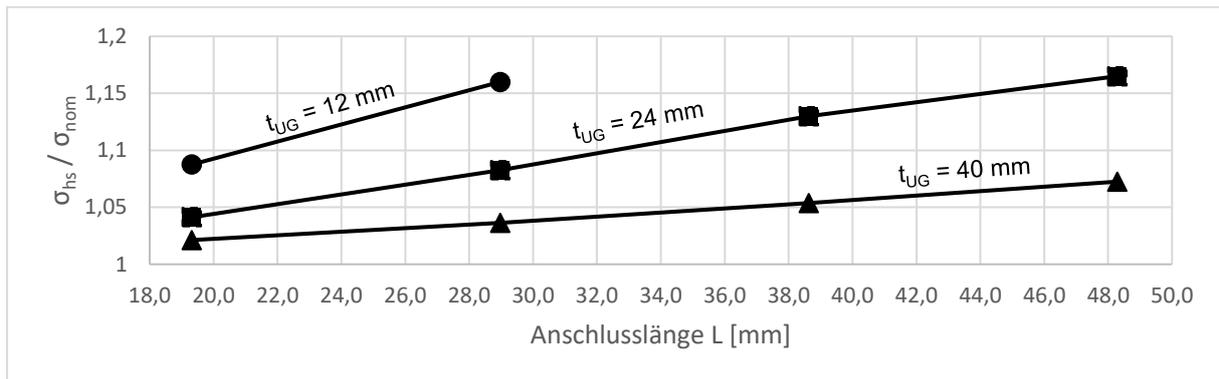


Abb. 152: Spannungserhöhungsfaktoren nach dem Strukturspannungskonzept (Ergebnisse für grobes FE-Netz und lineare Strukturspannungsextrapolation)

Nachfolgend werden die Strukturspannungsverläufe vor dem Quersteifenanschluss in Abb. 153 bis Abb. 162 für alle Abmessungsvarianten dargestellt ($v = 0$ entspricht dem Untergurtrand, $v = 120 \text{ mm}$ entspricht der Lage der Stegmitte, vgl. Abb. 140). Die Diagramme zeigen neben den Spannungsverläufen der linearen Extrapolationsvariante (am grob vernetzten Submodell) auch die direkt am hot spot im selben, grob vernetzten Submodell abgelesene Strukturspannung. Sie ist, verglichen mit der extrapolierten Strukturspannung, nur geringfügig höher und in der Form des Strukturspannungsverlaufes praktisch ident. Das direkte Ablesen der Strukturspannung am hot spot stellt daher in dieser Form eine praktische Alternative zur Strukturspannungsextrapolation dar. Inwiefern das direkte Ablesen der Strukturspannung auch für andere Bauteildetails in dieser Form möglich ist, wurde im Zuge dieser Arbeit nicht untersucht.

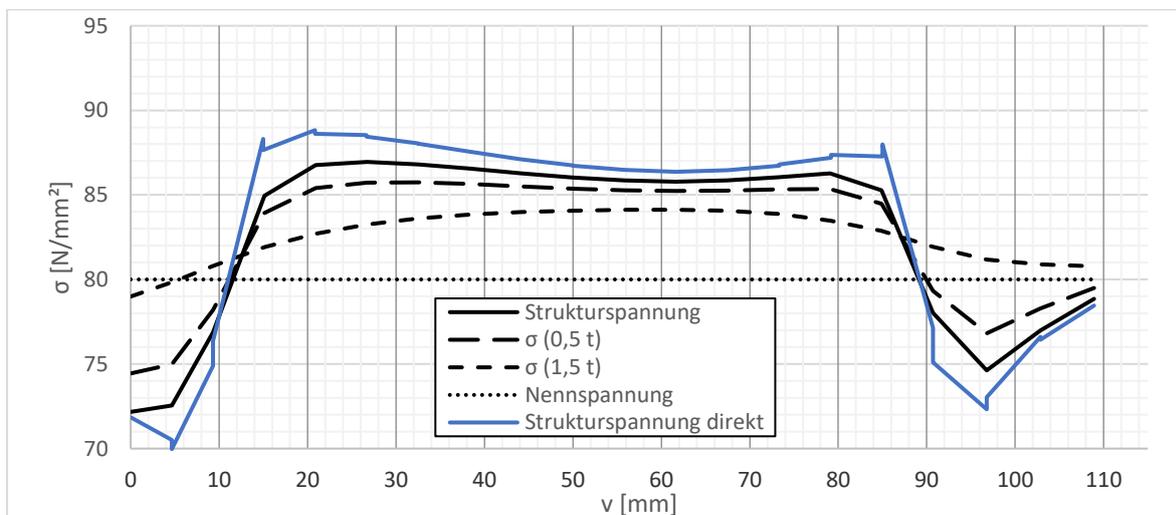


Abb. 153: Strukturspannungsverlauf für Ausführungsvariante V1

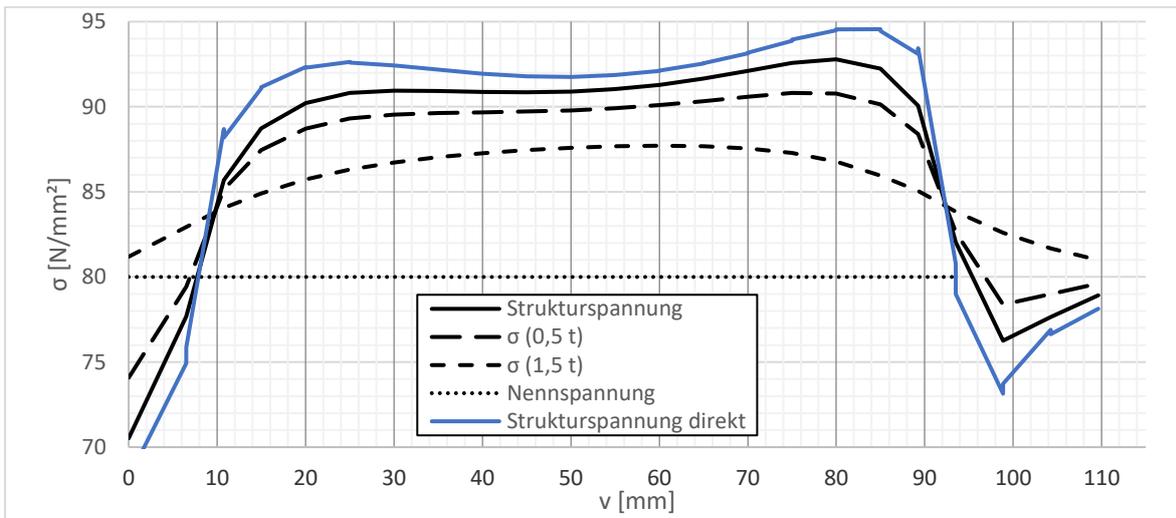


Abb. 154: Strukturspannungsverlauf für Ausführungsvariante V2

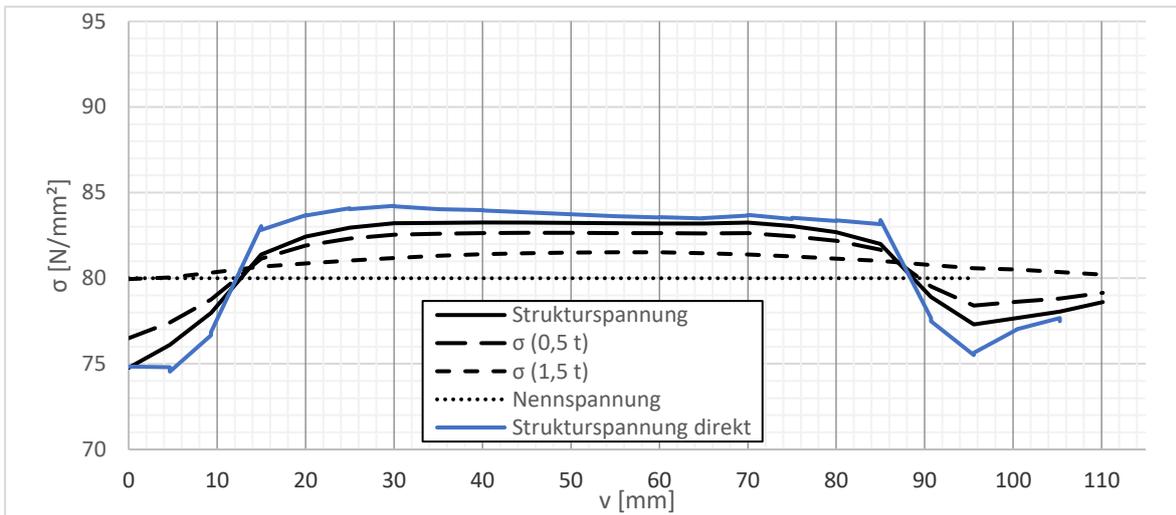


Abb. 155: Strukturspannungsverlauf für Ausführungsvariante V3

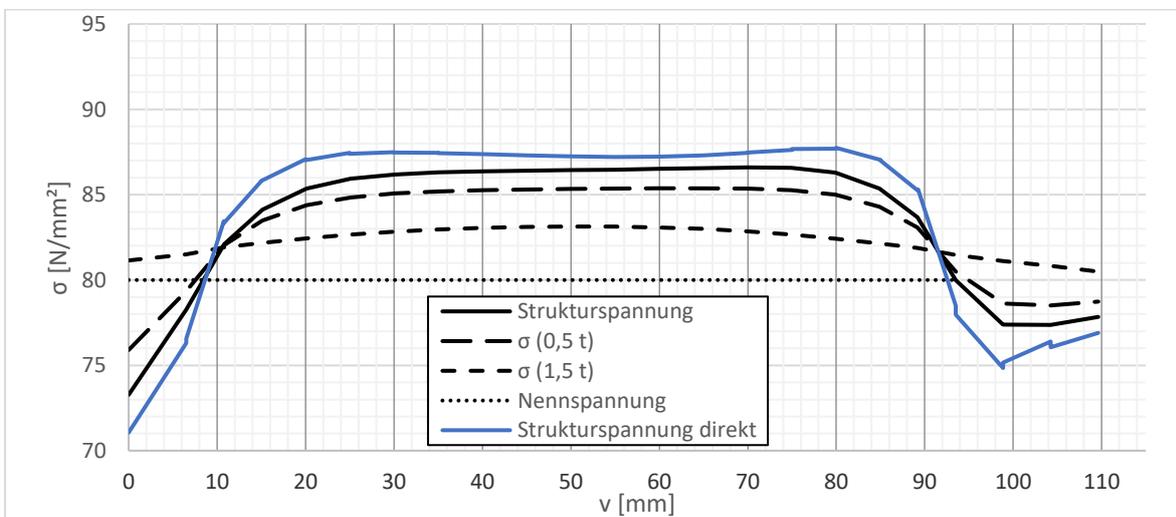


Abb. 156: Strukturspannungsverlauf für Ausführungsvariante V4

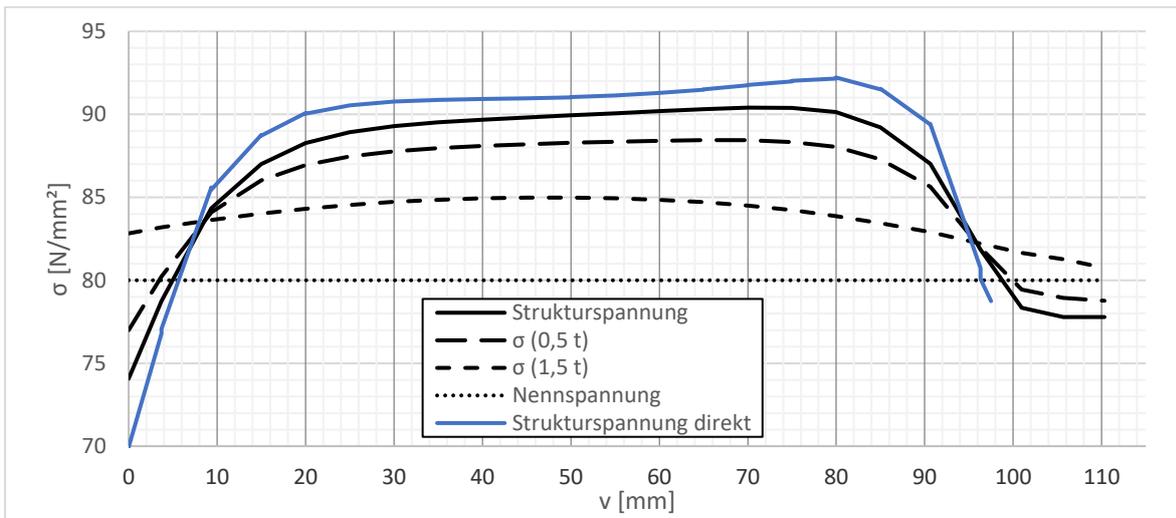


Abb. 157: Strukturspannungsverlauf für Ausführungsvariante V5

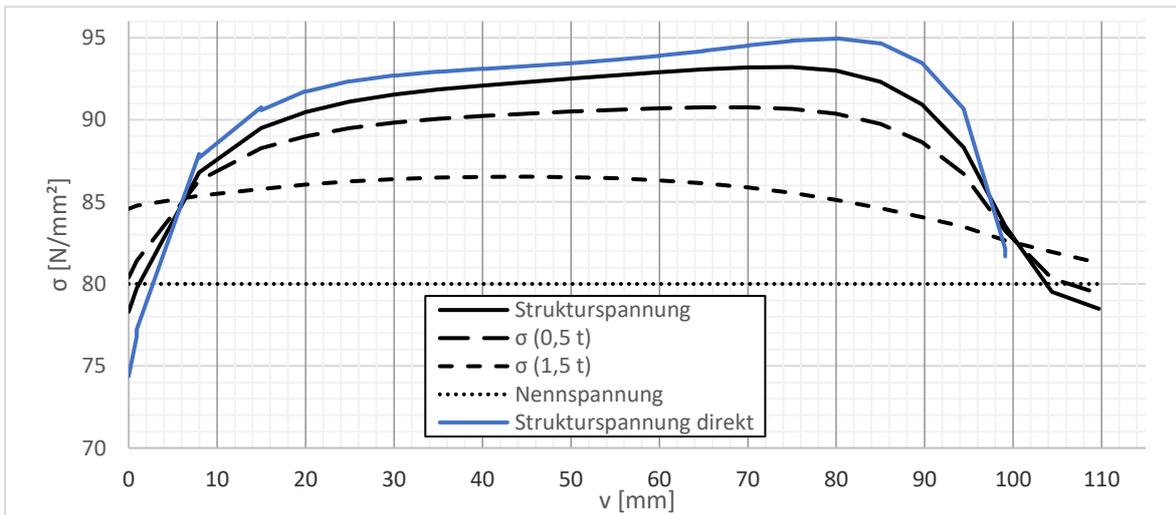


Abb. 158: Strukturspannungsverlauf für Ausführungsvariante V6

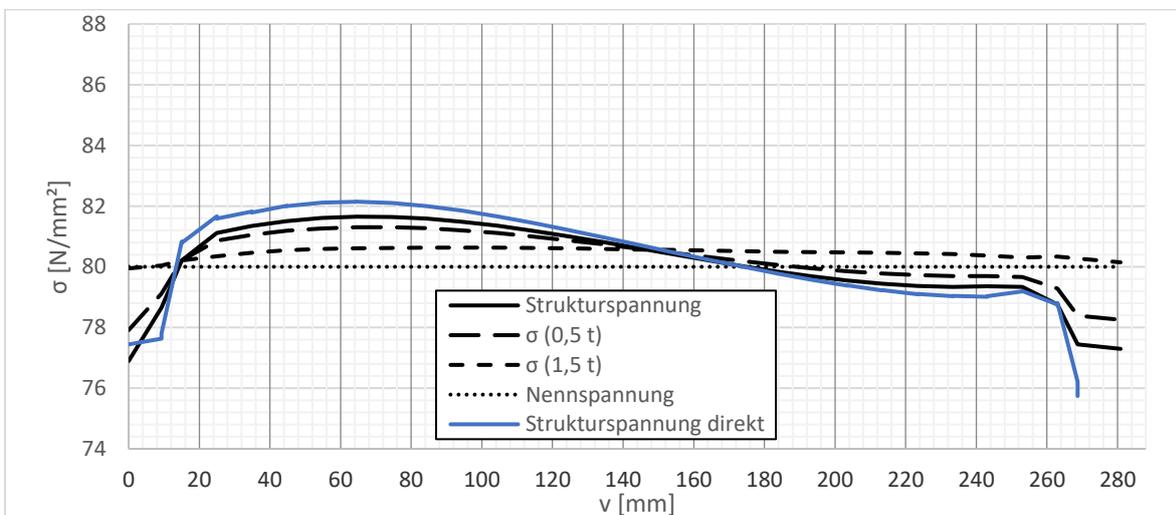


Abb. 159: Strukturspannungsverlauf für Ausführungsvariante V7

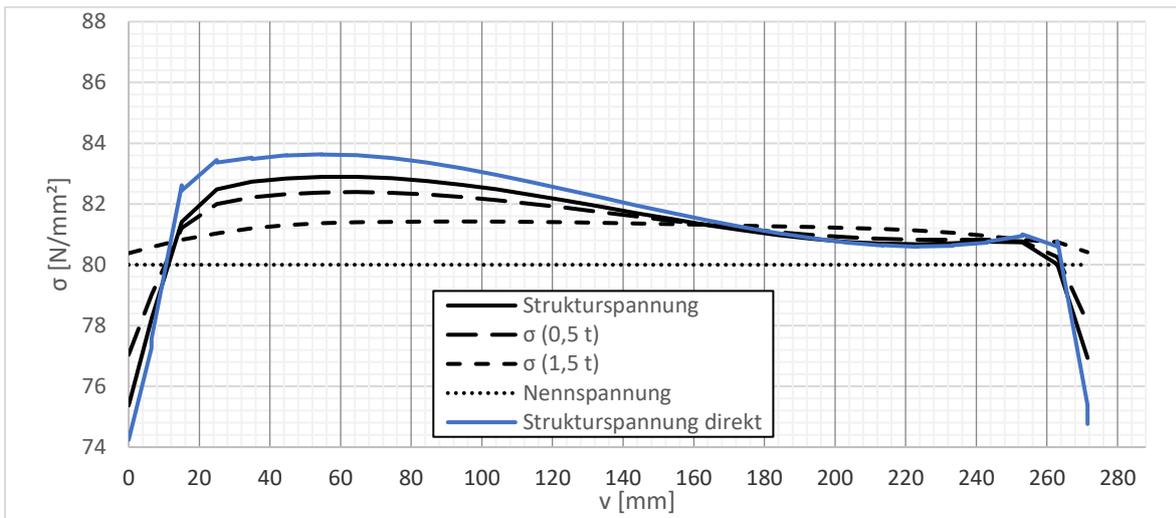


Abb. 160: Strukturspannungsverlauf für Ausführungsvariante V8

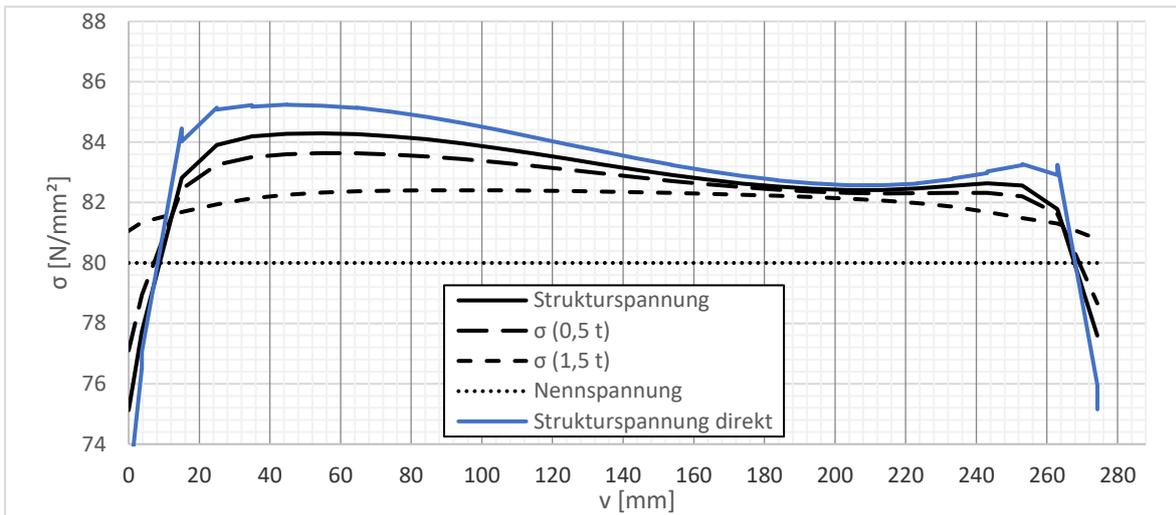


Abb. 161: Strukturspannungsverlauf für Ausführungsvariante V9

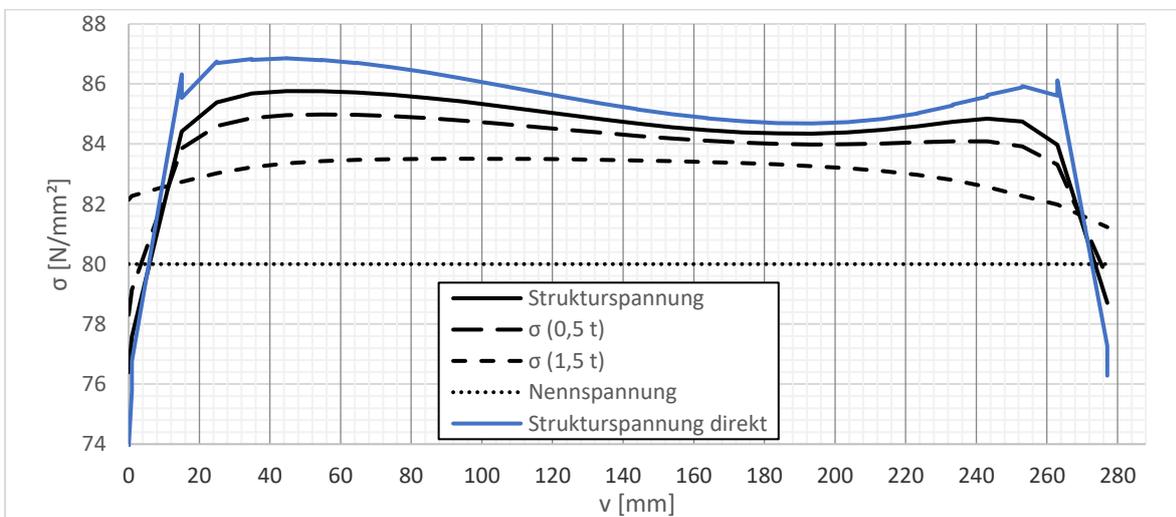


Abb. 162: Strukturspannungsverlauf für Ausführungsvariante V10

5.4 Kerbspannungsberechnung

In diesem Abschnitt wird die praktische Umsetzung der Kerbspannungsberechnung mit den zugehörigen FE-Modellen am Beispiel des Quersteifenanschlussdetails beschrieben. Dabei wird auf die Empfehlungen des IIW [36] zurückgegriffen. Anschließend werden die Kerbspannungen für unterschiedliche Abmessungsvarianten des Quersteifenanschlusses verglichen und so der Größeneinfluss der einzelnen Detailabmessungen aufgezeigt.

5.4.1 Submodellstruktur mit mehreren Submodellebenen

Für ein Kerbspannungsmodell wird eine sehr geringe Elementgröße gefordert. Bei quadratischen Elementen ergibt sich eine absolute Elementgröße $\leq 0,25$ mm (vgl. Abschnitt 3.4.3 und Tab. 1). Dies ist besonders bei räumlichen FE-Modellen kritisch, da die daraus resultierende Elementanzahl schnell so groß wird, dass das Modell mit modernen Bürorechnern nicht mehr sinnvoll berechnet werden kann. Da die geringe Elementgröße jedoch nur im Bereich des Kerbradius erforderlich ist, bietet sich ein weiteres Submodell (im Folgenden Kerbspannungssubmodell genannt) an. Dieses ist einem ersten Submodell nachgeschaltet. Die Vernetzung einzelner Submodelle ist deutlich einfacher als ein „gesamtes“ FE-Modell durchgehend „vom Groben ins Feine“ zu vernetzen, da der kontinuierliche Übergang von sehr kleinen Elementen auf größere Elemente oft zu einer schlechten Netzqualität mit stark verzerrten Elementen führt.

Die hier verwendete Submodellhierarchie ist in Abb. 163 dargestellt und beinhaltet insgesamt drei ineinander verschachtelte Submodelle (Längsträgermodell, Submodell 1 (grob vernetztes Strukturspannungssubmodell), Submodell 2 (fein vernetztes Strukturspannungssubmodell) und Submodell 3 (Kerbspannungssubmodell)). Das Kerbspannungssubmodell übernimmt an den Schnittflächen die Knotenverschiebungen des Submodells 2, wodurch ein praktisch ungestörter Übergang zwischen den Modellen erreicht wird.

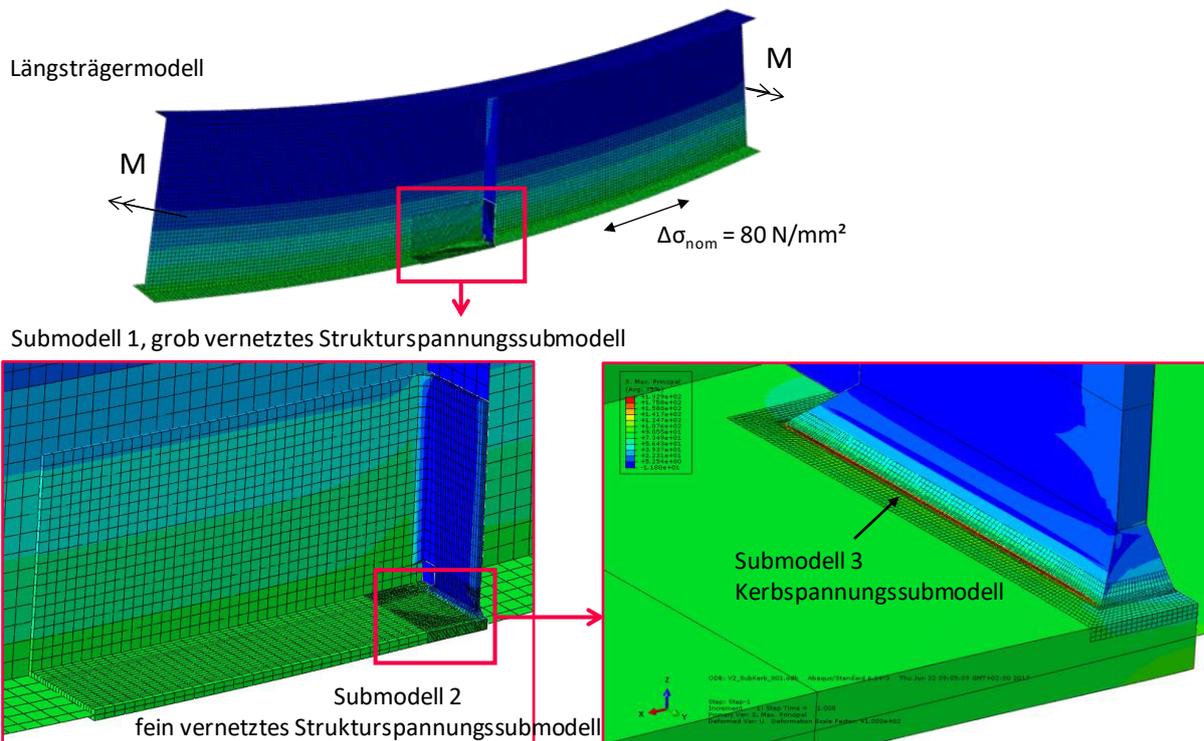


Abb. 163: Darstellung der Submodellstruktur mit mehreren Submodellebenen

5.4.2 Untersuchte Kerbspannungssubmodelle

In diesem Abschnitt werden unterschiedliche Möglichkeiten dargestellt, wie ein Kerbspannungssubmodell aussehen kann.

- Variante SM_a

Ein Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_a (vgl. Abb. 164) kann durch seine geradlinige Form sehr einfach erstellt und an einer beliebigen Stelle entlang einer Schweißnaht positioniert werden (vgl. Abb. 165). Dieses Submodell deckt nur die Kerbspannungsberechnung des Schweißnahtübergangs ab. Sollen die Kerbspannungen auch an der Schweißnahtwurzel berechnet werden, ist das Modell im Sinne von Abb. 37 entsprechend zu erweitern. Für das betrachtete Detail ist jedoch der Kerbfaktor am Schweißnahtübergang deutlich höher als der Kerbfaktor an der Schweißnahtwurzel. Die Modellierung des effektiven Kerbradius der Schweißnahtwurzel wird in Variante SM_c gezeigt.

Ein Kerbspannungssubmodell, das, wie bei Variante SM_a, nicht die gesamte Schweißnahtlänge abdeckt, wird sinnvollerweise an der Stelle der maximalen

Hauptspannungen im übergeordneten Modell positioniert. Ist das Kerbspannungssubmodell in dieser Art einmal erstellt, kann es einfach kopiert werden, um auch an anderen Schweißnähten mit dem gleichen Schweißnahtwinkel (hier 45°) Kerbspannungen zu berechnen. Zu beachten ist hierbei, wie bei allen Submodellen, der Randbereich. Wie in Abb. 166 deutlich zu sehen ist, kommt es im Randbereich (im Kerbradiusbereich) zu numerischen Störungen, da im übergeordneten Submodell der 1 mm Kerbradius nicht modelliert ist. Die am Rand ausgegebene, maximale Hauptspannung von $\Delta\sigma_{mp} = 348,6 \text{ N/mm}^2$ in Abb. 166 darf nicht zur weiteren Auswertung herangezogen werden (mp = maximum principal). Vernachlässigt man die äußersten drei Elementreihen an beiden Enden, ergibt sich bei diesem Beispiel eine maximale Hauptspannung von $\Delta\sigma_{mp} = 176,6 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abb. 166). Dieser Wert ist die korrekte Kerbspannung in diesem Beispiel und kann für die weitere Restlebensdauerberechnung verwendet werden.

In Abb. 166 sieht man die gewählte Vernetzung in Dickenrichtung. Die Elementgröße entspricht mit 0,25 mm der Empfehlung des IIW beim Einsatz von Elementen mit quadratischer Ansatzfunktion.

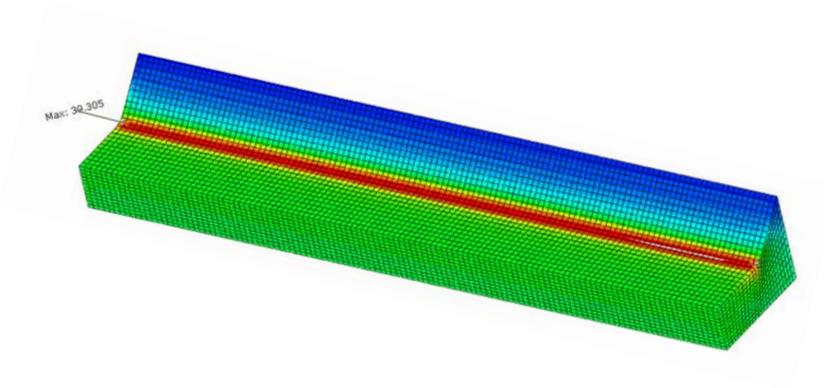


Abb. 164: Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_a

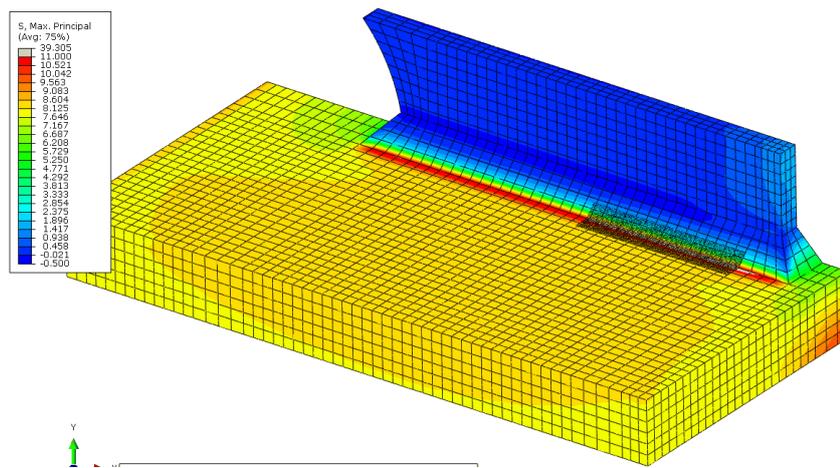


Abb. 165: Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_a mit übergeordnetem Submodell

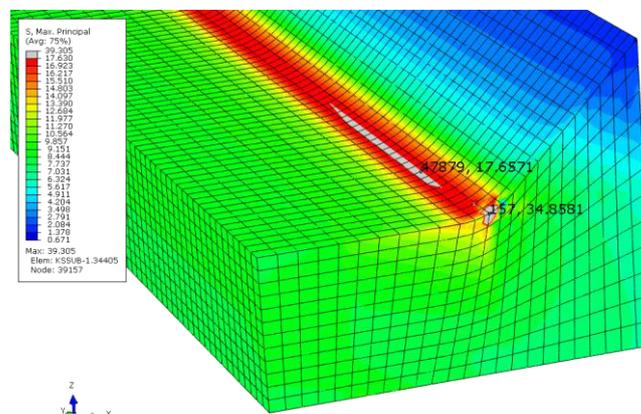


Abb. 166: Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_a, im Randbereich

- Variante SM_b

Das Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_b in Abb. 167 und Abb. 168 stellt eine Verlängerung der Variante SM_a dar, die auch um die Enden der Quersteife reicht. Durch die außenseitigen Umlenkungen um 90° ist es etwas aufwendiger zu modellieren, benötigt mehr Elemente und kann nur an Stellen mit genau denselben Abmessungsverhältnissen des Steifenanschlusses verwendet werden. Man erspart sich allerdings die genaue Positionierung an der Stelle der maximalen Hauptspannung im übergeordneten Submodell, da diese bei verschiedenen Lastfällen variieren kann. Weiters können so auch problemlos die Kerbspannungen im Eckbereich der Schweißnaht ermittelt werden und es gibt keine Spannungsspitzen am Rand des Kerbspannungssubmodells.

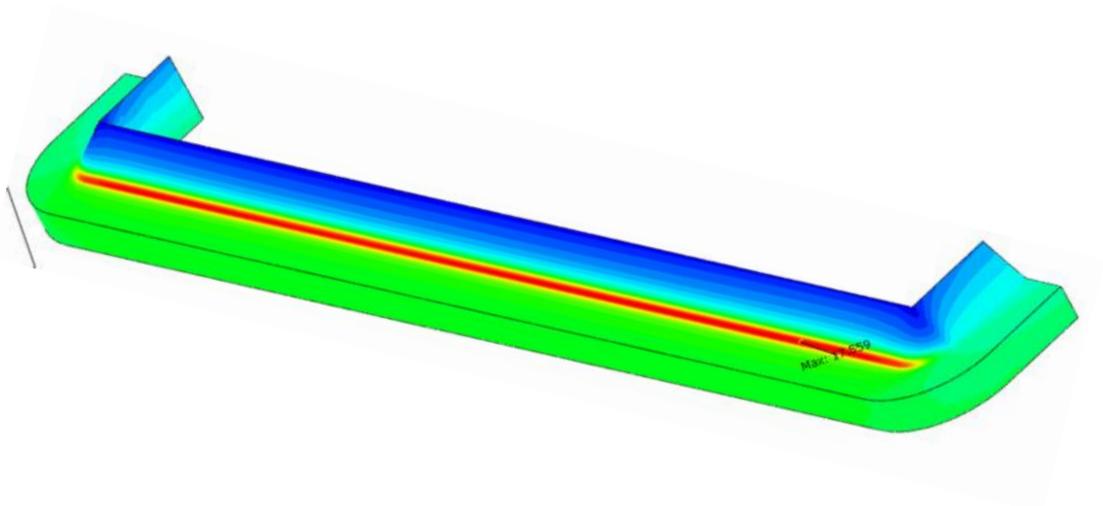


Abb. 167: Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_b

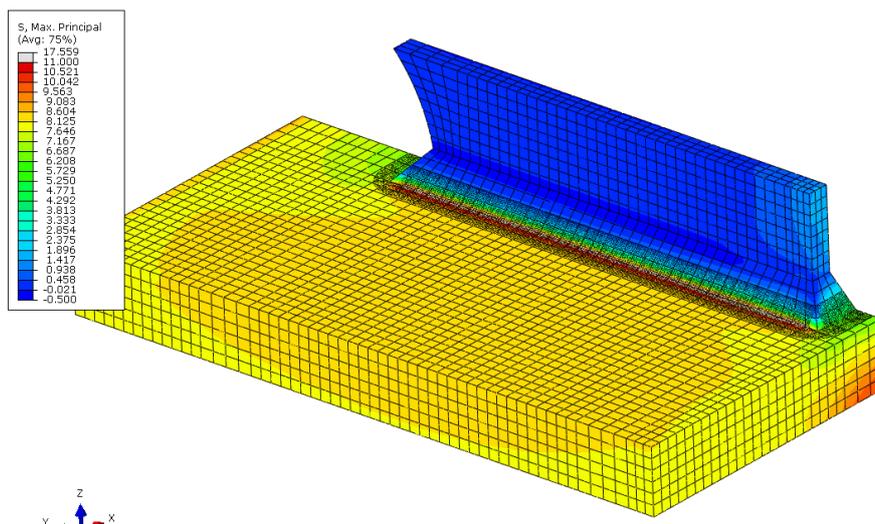


Abb. 168: Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_b mit übergeordnetem Submodell

- Variante SM_c

Die Variante SM_c zeigt ein umfangreiches Kerbspannungssubmodell, in dem sowohl der effektive Kerbradius des Schweißnahtübergangs, als auch der effektive Kerbradius der Schweißnahtwurzel - für den gesamten Quersteifenanschluss - modelliert wurden. Die Elementgröße wurde in den Radien entsprechend klein gehalten und weiter weg etwas größer gewählt, um die Gesamtanzahl der Elemente im Kerbspannungssubmodell möglichst gering zu halten. Die Spannungen an der Schweißnahtwurzel sind bei dem betrachteten Quersteifenanschluss allerdings nicht maßgebend.

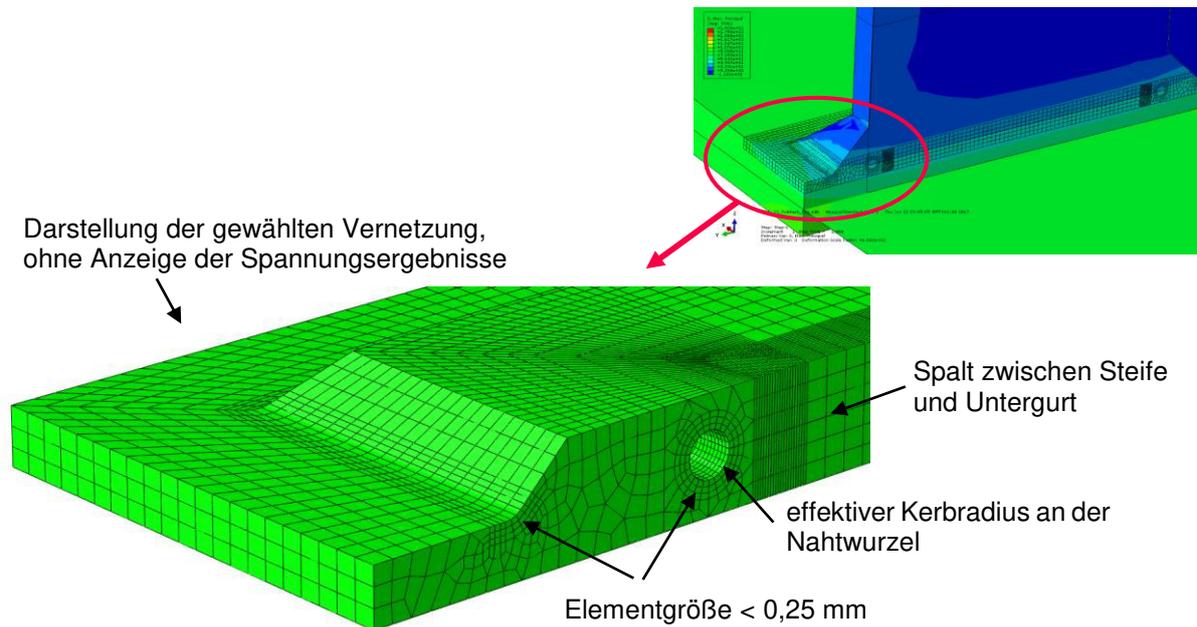


Abb. 169: Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_c

5.4.3 Kerbspannungsvergleich der untersuchten Modellierungsarten

In diesem Abschnitt werden unterschiedliche Modellierungsarten, am Beispiel der Abmessungsvariante V1 aus Tab. 14, verglichen. Die Nennspannung an der Oberseite des Untergurtes beträgt einheitlich 80 N/mm^2 . Verglichen wird der Ergebnisunterschied zwischen folgenden Modellierungsvarianten:

- der Elementgröße im Kerbradius (0,25 mm und 0,125 mm)
- Elementen mit voller und reduzierter Integration (C3D20 und C3D20R Elementen in Abaqus)
- der Submodellvariante bzw. -größe
 - Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_a (Submodellgröße entspricht der gesamten Untergurtdicke)
 - Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_b (Submodellgröße reicht nur über einen Teil der Untergurtdicke)
 - Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_c (Submodellgröße reicht nur über einen Teil der Untergurtdicke, Kerbspannungssubmodell inkl. Modellierung des effektiven Kerbradius der Schweißnahtwurzel)

Die Ergebnisse sind in den Tab. 19, Tab. 20 und Tab. 21 dargestellt. Über alle Fälle gesehen, zeigen sich maximale Abweichungen von -3,2 bis +2,4 % vom Mittelwert. Die Kerbspannungen, die mit C3D20 Elementen (volle Integration) berechnet wurden, sind um +0,9 bis +2,1 % höher, als Kerbspannungen die mit C3D20R Elementen (mit reduzierter Integration) berechnet wurden. Eine Halbierung der Elementgröße im Bereich des Kerbradius reduziert die Abweichungen etwas und führt zu Abweichungen von -1,2 bis +0,5 %. Zwischen Variante SM_a und Variante SM_b besteht praktisch kein Unterschied. Das bedeutet auch, dass das Kerbspannungssubmodell nicht über die gesamte Untergurtblechdicke reichen muss. Variante SM_c zeigt - offensichtlich durch die Modellierung des „1 mm Schlauches“ an der Schweißnahtwurzel (Variante SM_c ansonst ident mit Variante SM_b), etwas niedrigere Kerbspannungen. Der Spalt zwischen Steife und Untergurt ist bei allen Kerbspannungssubmodellen berücksichtigt.

Tab. 19: Kerbspannungsergebnisse für Submodell nach Variante SM_a (max. σ_{notch} in N/mm²)

Elementgröße	C3D20	C3D20R
0,250 mm	185,0	181,2
0,125 mm	182,8	181,2

Tab. 20: Kerbspannungsergebnisse für Submodell nach Variante SM_b (max. σ_{notch} in N/mm²)

Elementgröße	C3D20	C3D20R
0,250 mm	184,2	181,0
0,125 mm	184,2	181,9

Tab. 21: Kerbspannungsergebnisse für Submodell nach Variante SM_c (max. σ_{notch} in N/mm²)

Elementgröße	C3D20	C3D20R
0,250 mm	177,9	174,9
0,125 mm	177,9	175,9

5.4.4 Kerbspannungsvergleich der untersuchten Abmessungsvarianten

In diesem Abschnitt wird der Größeneinfluss unterschiedlicher Detailabmessungen des Quersteifenanschlusses auf die resultierende Kerbspannung untersucht. Die behandelten Abmessungsvarianten sind in Tab. 14 angeführt. Tab. 22 zeigt die Ergeb-

nisse der Abmessungsvarianten V1 bis V10 als Kerbspannung σ_{notch} und als Spannungserhöhungsfaktor bezogen auf die Nennspannung $\sigma_{\text{notch}} / \sigma_{\text{nom}}$. Die Kerbspannungsberechnung erfolgte mit Kerbspannungssubmodellen nach Variante SM_c (vgl. Abb. 169) und einer Elementgröße im Kerbradius von 0,25 mm (vgl. Tab. 1). Die Nennspannung an der Oberseite des Untergurts beträgt einheitlich 80 N/mm². Dargestellt ist die maximale Hauptspannung, die mit Elementen mit quadratischer Ansatzfunktion und voller Integration (Elementbezeichnung: C3D20) bzw. reduzierter Integration (Elementbezeichnung: C3D20R) berechnet wurde. Die Kerbspannungsergebnisse bei der Berechnung mit reduzierter Integration sind dabei um -1,7 bis -2,9 % geringer als bei Berechnung mit voller Integration.

Tab. 22: maximale Kerbspannungen der untersuchten Abmessungsvarianten ($\sigma_{\text{nom}} = 80 \text{ N/mm}^2$)

Abmessungsvarianten	volle Integration		reduzierte Integration	
	σ_{notch} in [N/mm ²]	$\sigma_{\text{notch}} / \sigma_{\text{nom}}$	σ_{notch} in [N/mm ²]	$\sigma_{\text{notch}} / \sigma_{\text{nom}}$
V1	177,9	2,22	174,9	2,19
V2	197,2	2,47	192,9	2,41
V3	196,6	2,46	193,3	2,42
V4	219,4	2,74	214,8	2,69
V5	235,6	2,95	230,7	2,88
V6	249,1	3,11	241,8	3,02
V7	202,7	2,53	199,2	2,49
V8	229,2	2,87	225,1	2,81
V9	245,3	3,07	239,7	3,00
V10	255,8	3,20	249,4	3,12

In Abb. 170 sind die Spannungserhöhungsfaktoren aus Tab. 22 (Spalte „volle Integration“) über der Anschlusslänge L aufgetragen. Es ist deutlich ersichtlich, dass die Spannungskonzentration größer wird, je größer die Anschlusslänge ist. Dies gilt unabhängig von der Untergurtdicke. Darüber hinaus vergrößert sich die Spannungskonzentration, im Gegensatz zum Strukturspannungskonzept, mit zunehmender Untergurtdicke. Die Kerbspannungen bilden den Blechdickeneinfluss implizit ab. Daher muss im Kerbspannungskonzept kein Blechdickenfaktor bei der Lebensdauerberechnung berücksichtigt werden (vgl. Abschnitt 5.2.4).

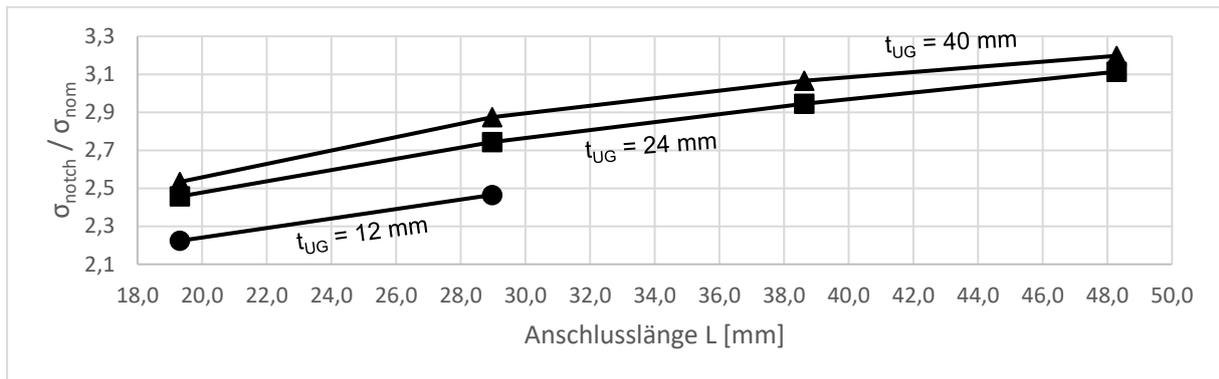


Abb. 170: Spannungserhöhungsfaktoren für das Kerbspannungskonzept

Nachfolgend werden die zugehörigen Kerbspannungsverläufe vor der Quersteife für alle Abmessungsvarianten in Abb. 171 bis Abb. 180 dargestellt ($v = 0$ am Untergurt- rand, $v = 120$ mm in Stegmitte, vgl. Abb. 140).

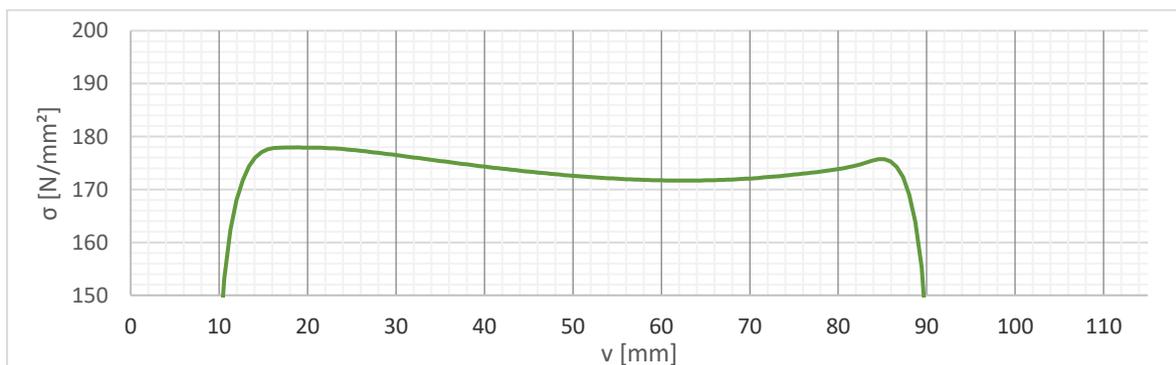


Abb. 171: Kerbspannungsverlauf für Ausführungsvariante V1

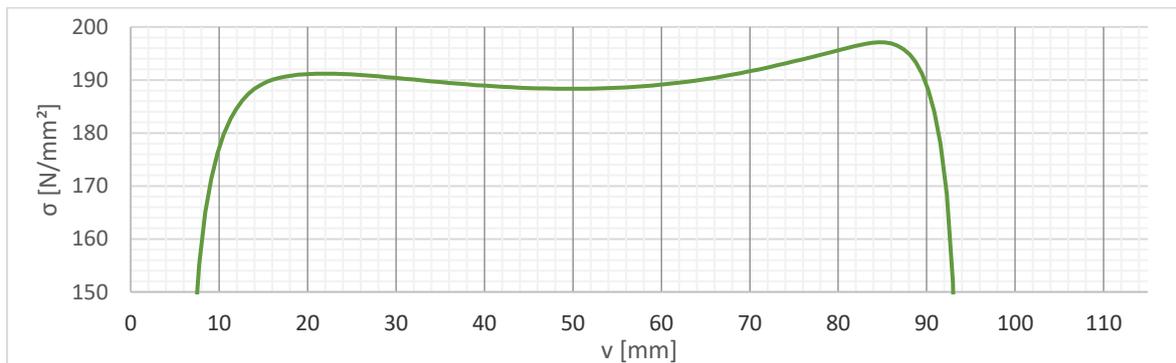


Abb. 172: Kerbspannungsverlauf für Ausführungsvariante V2

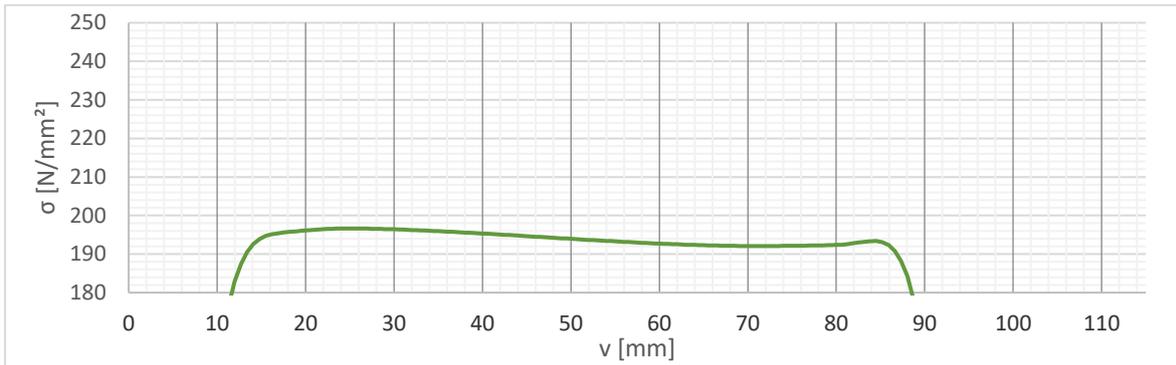


Abb. 173: Kerbspannungsverlauf für Ausführungsvariante V3

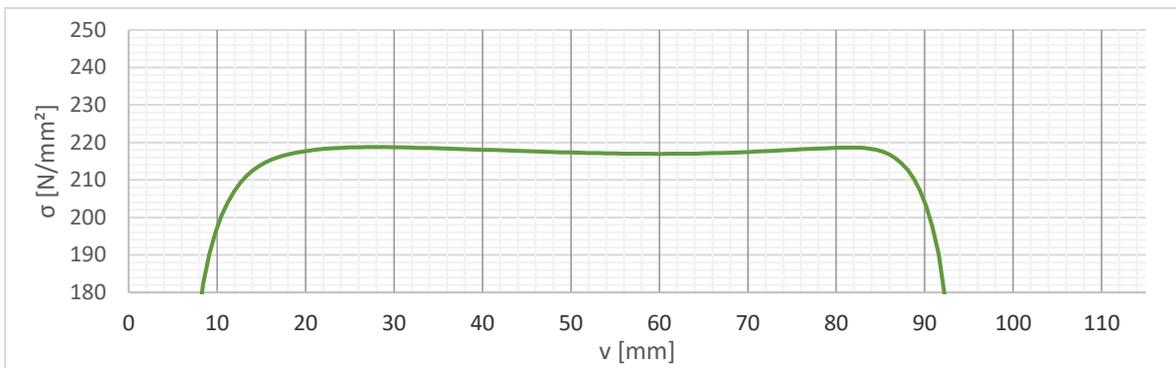


Abb. 174: Kerbspannungsverlauf für Ausführungsvariante V4

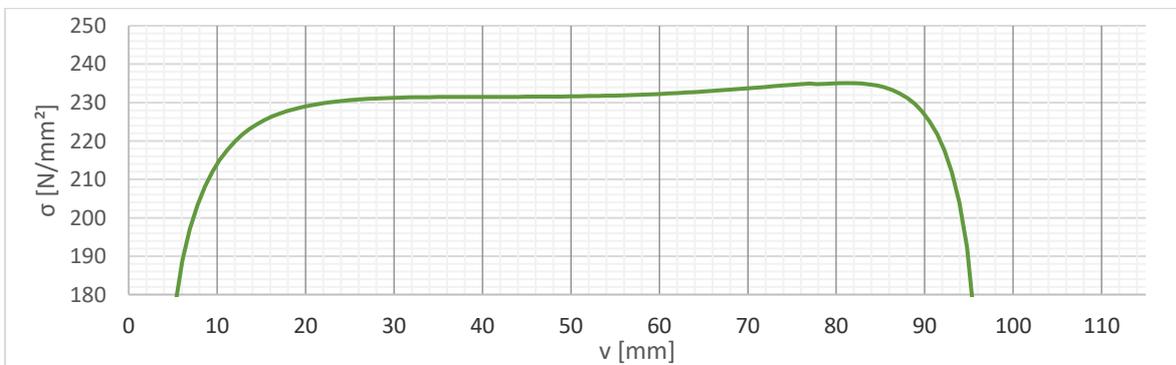


Abb. 175: Kerbspannungsverlauf für Ausführungsvariante V5

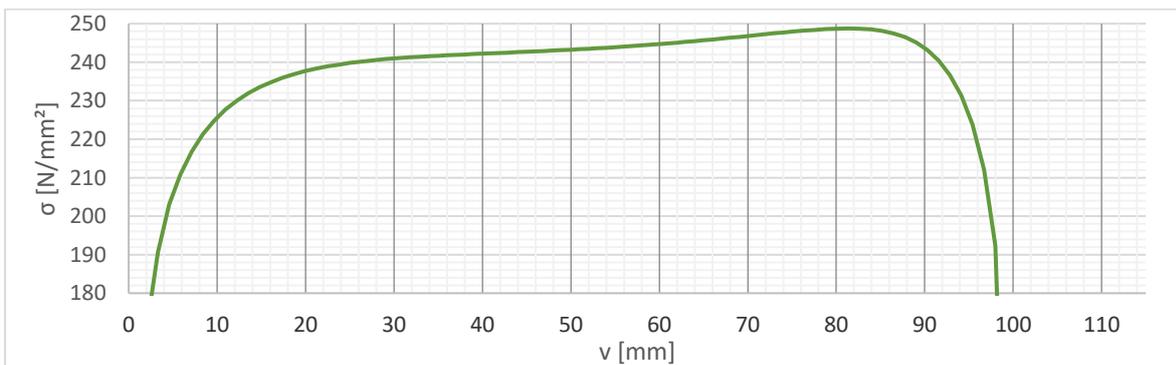


Abb. 176: Kerbspannungsverlauf für Ausführungsvariante V6

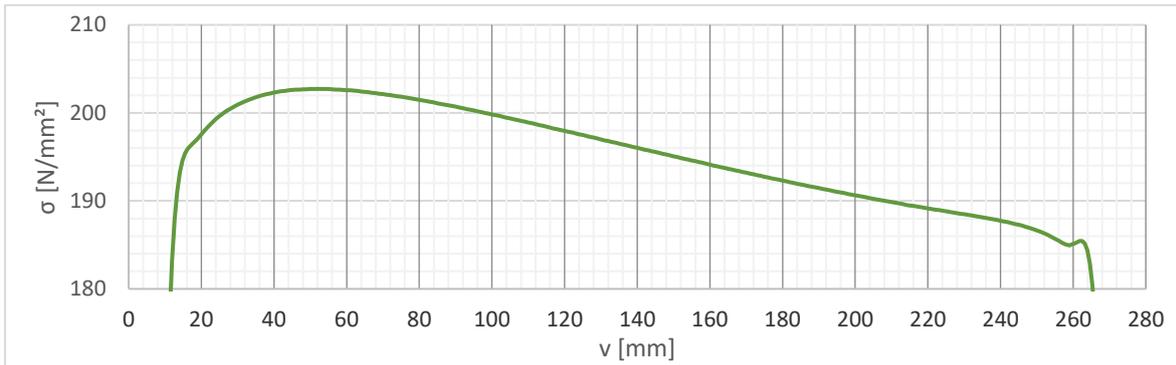


Abb. 177: Kerbspannungsverlauf für Ausführungsvariante V7

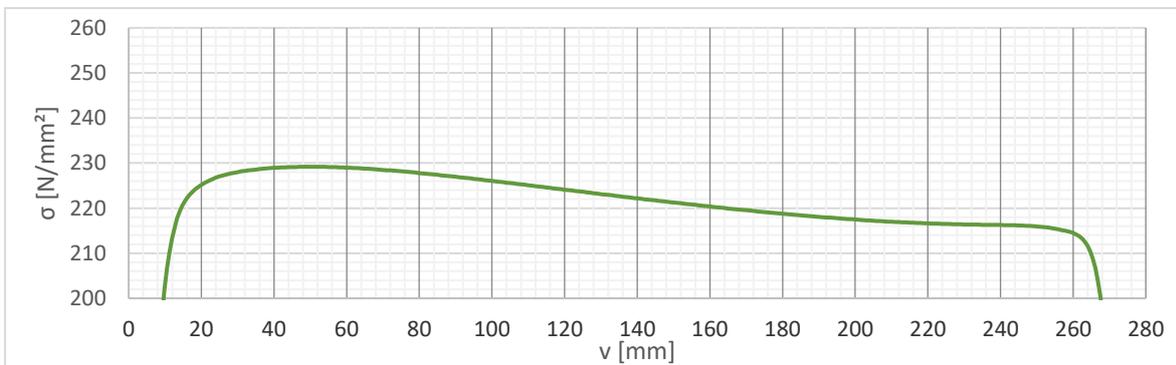


Abb. 178: Kerbspannungsverlauf für Ausführungsvariante V8

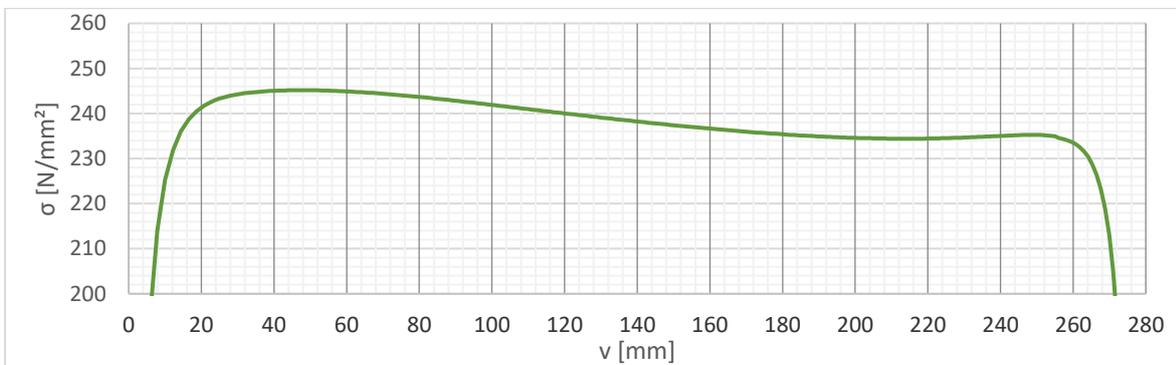


Abb. 179: Kerbspannungsverlauf für Ausführungsvariante V9

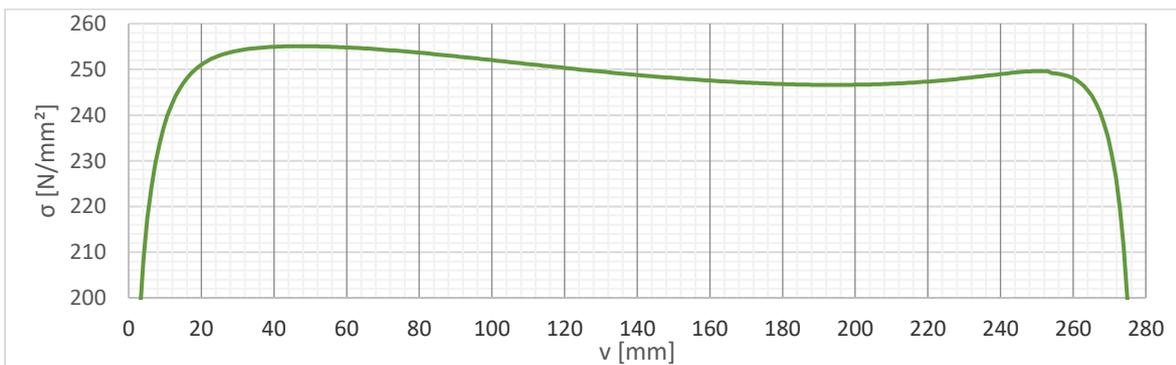


Abb. 180: Kerbspannungsverlauf für Ausführungsvariante V10

5.5 Ergebnisvergleich für die untersuchten Abmessungsvarianten

Ein einfacher Vergleich der extrapolierten Spannungserhöhungsfaktoren des Strukturspannungskonzeptes (vgl. Abb. 152) und der Spannungserhöhungsfaktoren des Kerbspannungskonzeptes (vgl. Abb. 170) zeigt in beiden Fällen eine Erhöhung der Spannungskonzentration mit zunehmender Anschlusslänge L . Auffallend ist jedoch die unterschiedliche Tendenz der Spannungserhöhungsfaktoren in Bezug auf die Untergurtdicke. Bei den extrapolierten Strukturspannungen nimmt die Spannungskonzentration mit zunehmender Untergurtdicke ab, wohingegen im Kerbspannungskonzept die Spannungskonzentration mit zunehmender Untergurtdicke zunimmt. Diese unterschiedliche Tendenz zeigt deutlich, dass die Strukturspannungsextrapolation den Blechdickeneinfluss offenbar nicht zutreffend abbilden kann. Um hier einen möglichen Einfluss der unterschiedlichen Submodelle ausschließen zu können, werden in Abschnitt 5.5.1 die Struktur- und Kerbspannungen mit einem einheitlichen FE-Modell berechnet.

Da der Blechdickenfaktor in den Normen und Richtlinien meist durch eine Reduktion der Ermüdungsfestigkeit berücksichtigt wird, findet in Abschnitt 5.5.2 ein Lebensdauervergleich statt, der auf den extrapolierten Strukturspannungen und den modifizierten Ermüdungsfestigkeiten basiert. Die Klassifizierung der Ermüdungsfestigkeit und die Berücksichtigung des Blechdickeneinflusses sind in der Literatur nicht einheitlich geregelt, wie bereits in Abschnitt 5.2 gezeigt wurde. In Abschnitt 5.5.2 wird daher gezeigt, welche Auswirkungen die unterschiedlichen Regelungen auf die resultierende rechnerische Lebensdauer haben. Dadurch wird ersichtlich, wie die berechnete Lebensdauer durch die konkrete Kerbfallklassifizierung und die notwendige Blechdickenkorrektur nach dem Strukturspannungskonzept beeinflusst wird.

Abschließend wird eine mögliche Modifikation des Blechdickenfaktors untersucht und ein Lebensdauervergleich mit Strukturspannungen durchgeführt, die den Blechdickeneffekt bereits inkludieren.

5.5.1 Struktur- und Kerbspannungsberechnung am selben FE-Modell

Da die Struktur- und Kerbspannungen in Tab. 18 und Tab. 22 mit unterschiedlichen FE-Modellen berechnet wurden, gilt es einen möglichen Modelleinfluss auf den Ergebnisvergleich auszuschließen. Daher wurden für die Varianten V1, V3 und V7 neue FE-

Modelle erstellt, die es ermöglichen die Struktur- und Kerbspannung an einem einheitlichen FE-Modell zu berechnen. Hierfür musste ein sehr großen Kerbspannungssubmodell erstellt werden, an dem auch die Strukturspannungen extrapoliert werden konnten (vgl. Submodell 4 in Abb. 181). Es reicht über die gesamte Untergurtdicke, um auch einen möglichen Einfluss unterschiedlich großer Submodelle in Blechdickenrichtung auszuschließen. Abb. 182 zeigt die Abstufung der FE-Vernetzung der neu erstellten Submodelle 1 bis 4. Die Ergebnisse der am Submodell 4 berechneten Struktur- und Kerbspannungen sind in Tab. 23 dargestellt.

Tab. 23: Am Submodell 4 ermittelte Struktur- und Kerbspannungen

Abmessungsvarianten	σ_{hs} in [N/mm ²]	σ_{notch} in [N/mm ²]
V1	86,6	181,2
V3	83,6	199,4
V7	82,3	205,8

Die Strukturspannungen in Tab. 23 wurden mit der linearen Extrapolationsvorschrift gemäß Gl. 44, für fein vernetzte FE-Modelle, berechnet. Sie unterscheiden sich von den Ergebnissen aus Tab. 18, um weniger als 0,5 %. Die Kerbspannungen in Tab. 23 wurden aufgrund der großen Elementanzahl mit reduzierter Integration und einer Elementgröße von 0,25 mm im Kerbradius berechnet. Sie sind um 2,1 bis 3,3 % höher, als die Ergebnisse in Tab. 22, da der „1 mm Schlauch“ an der Schweißnahtwurzel bei diesen Modellen nicht modelliert wurde (vgl. Abschnitt 5.4.3).

Die Ergebnisse in Tab. 23 bestätigen die festgestellte unterschiedliche Tendenz der Höhe der Spannungskonzentration, bei einer Variation der Untergurtdicke. Bei den extrapolierten Strukturspannungen nimmt die Spannungskonzentration mit zunehmender Untergurtdicke ab, wohingegen beim Kerbspannungskonzept die Spannungskonzentration mit zunehmender Untergurtdicke zunimmt.

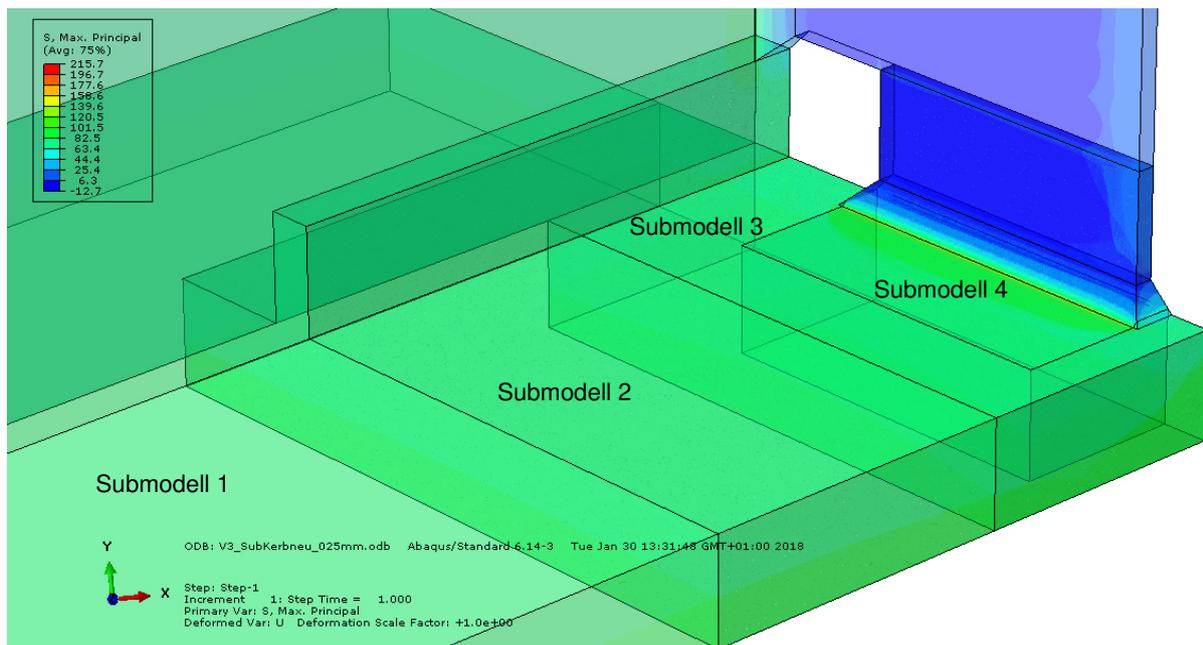


Abb. 181: Submodellhierarchie für die Berechnung der Struktur- und Kerbspannung an einem einzigen FE-Modell (Submodell 4)

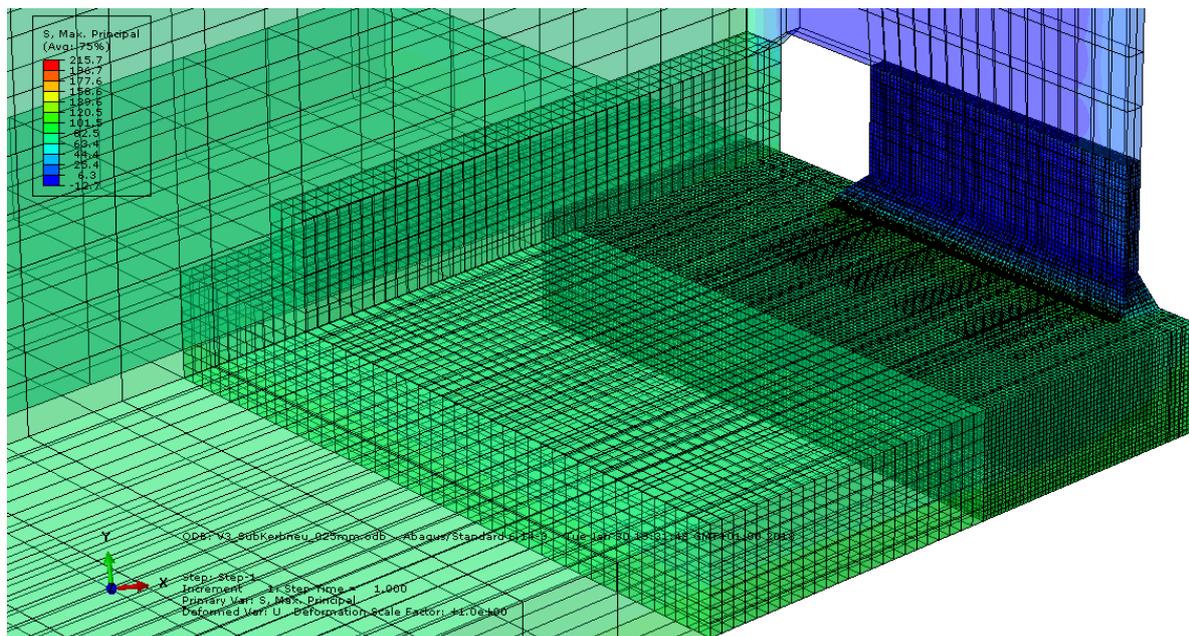


Abb. 182: Darstellung der Vernetzung der Submodelle 1 - 4

5.5.2 Lebensdauervergleiche der untersuchten Abmessungsvarianten mit extrapolierten Strukturspannungen und zugehöriger Blechdickenkorrektur

In diesem Abschnitt wird die rechnerische Lebensdauer aller Abmessungsvarianten aus Tab. 14 miteinander verglichen. Der Vergleich bezieht sich hauptsächlich auf die

unterschiedliche Klassifizierung der Ermüdungsfestigkeit, mit der zugehörigen Berücksichtigung des Blechdickeneinflusses aus Eurocode [6] und den IIW Richtlinien [21] und [34]. Die errechnete maximale Strukturspannung bzw. Kerbspannung selbst, ist in allen Abbildungen gleich. Die maximal ertragbare Lastwechselanzahl N kann mit Gl. 52 berechnet werden. Die zugrundeliegenden Strukturspannungen sind in Tab. 18 angeführt und wurden mit grob vernetzten Strukturspannungssubmodellen und der linearen Spannungsextrapolation berechnet. Die zugrundeliegenden Kerbspannungen wurden mit Kerbspannungssubmodellen nach Variante SM_c berechnet und sind in Tab. 22 (Spalte „volle Integration“) angeführt. Die unterschiedlichen Ermüdungsfestigkeiten (FAT Klassen) sind in Tab. 17 dargestellt und enthalten bereits die jeweils geforderte Blechdickenkorrektur.

$$N = \left(\frac{FAT}{\Delta\sigma_{hs}} \right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6 \text{ bzw. } N = \left(\frac{FAT}{\Delta\sigma_{notch}} \right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{Gl. 52}$$

Die Ergebnisse des Kerbspannungskonzeptes sind in den folgenden Diagrammen immer einheitlich, da hier die Kerbfallklassifizierung eindeutig ist (FAT 225) und keine zusätzliche Blechdickenkorrektur erforderlich ist.

Abb. 183 zeigt den Lebensdauervergleich für die untersuchten Abmessungsvarianten, wobei die Kerbfallklassifizierung des Strukturspannungskonzeptes gemäß Eurocode einheitlich mit FAT Klasse 100 und ohne weitere Blechdickenkorrektur ausgeführt ist (vgl. Tab. 17, Spalte 1). Mit dem Nennspannungskonzept sind bei allen Abmessungsvarianten 2 Millionen Lastwechsel möglich, da auch hier im Eurocode keine Blechdickenkorrektur gefordert ist und die Anschlusslänge L aller Abmessungsvarianten kleiner als 50 mm ist, wodurch sich überall FAT Klasse 80 ergibt. Die im Eurocode vorhandenen Angaben ergeben für dieses Detail des geschweißten Quersteifenanschlusses mit dem Strukturspannungskonzept deutlich höhere Lebensdauerergebnisse als mit dem Nennspannungskonzept. Der Vergleich der Lebensdauerergebnisse des Strukturspannungskonzeptes mit jenen des Kerbspannungskonzeptes (das jedoch nicht im Eurocode angeführt ist) zeigt, ähnlich wie der Vergleich der Spannungserhöhungsfaktoren, eine gegenläufige Tendenz bezüglich der Untergurtdicke. Dies lässt darauf schließen, dass die im Eurocode fehlende Blechdickenkorrektur für dieses Detail nicht vernachlässigt werden darf.

Wird zusätzlich die Empfehlung aus [17] zur Blechdickenkorrektur der Strukturspannungsergebnisse für Blechdicken $t > 25$ mm angewandt (vgl. Tab. 17, Spalte 2), ergibt sich der Ergebnisverlauf in Abb. 184. Es verändern sich lediglich die Ergebnisse des Strukturspannungskonzeptes für die Abmessungsvarianten V7 bis V10, mit einer Untergurtdicke $t_{UG} = 40$ mm.

Mit dem Nennspannungskonzept sind gemäß der IIW Richtlinie [21] 2 Millionen Lastwechsel für die Varianten V3, V7, V8 und V9 mit FAT Klasse 80 sowie 1,40 Millionen Lastwechsel für die Varianten V1, V2, V4, V5, V6 und V10 mit FAT Klasse 71 möglich. Abb. 185 zeigt die Ergebnisse gemäß IIW Richtlinie [34] (vgl. Tab. 17, Spalte 3) für das Struktur- und Kerbspannungskonzept. Der Blechdickenfaktor ist gemäß Tab. 16, Spalte 3 bei allen Abmessungsvarianten $\geq 1,0$ und hat daher keine Auswirkung auf die Ergebnisse. Die gegenläufige Tendenz der Konzepte in Bezug auf die Untergurtdicke, die auch schon bei den Spannungserhöhungsfaktoren beobachtet werden konnte, ist auch in Abb. 185 ersichtlich. Insbesondere die fragwürdige Definition der effektiven Blechdicke t_{eff} gemäß [34], die in Gl. 42 angegeben ist, führt dazu, dass der Blechdickenfaktor in vielen Fällen zu exakt 1,0 wird und damit keinen Einfluss hat. Darüber hinaus führt die Anwendung des Kerbfallkataloges der IIW Richtlinien, insbesondere mit den Anmerkungen 2 und 3 (vgl. Abb. 109), zu eigenwilligen Sprüngen der resultierenden FAT Klasse, wodurch sich der Zick-Zack Verlauf im Strukturspannungskonzept der Varianten mit $t_{UG} = 24$ mm ergibt.

In Abb. 186 werden die Ergebnisse gemäß IIW Richtlinie [21] dargestellt (vgl. Tab. 17, Spalte 4). Da der Kerbfallkatalog in beiden IIW Richtlinien identisch ist, unterscheiden sich die IIW Richtlinien [21] und [34] nur durch die Berücksichtigung des Blechdickeneinflusses durch die unterschiedlichen Regelungen zur Berechnung der effektiven Blechdicke t_{eff} . Die Auswirkungen bezogen auf die resultierende Lebensdauer ist durch den Vergleich von Abb. 185 und Abb. 186 ersichtlich. Die Anpassung an die Ergebnisse des Kerbspannungskonzeptes scheint durch die Regelungen in [21] für diese Detail besser zu gelingen. Am größten ist der Unterschied bei einer Untergurtdicke $t_{UG} = 12$ mm. Dieser Unterschied resultiert aus der Vernachlässigung von $f(t_{eff})$ Werten $> 1,0$. Werden, wie in [21] für Sonderfälle erlaubt, auch Werte $f(t_{eff}) > 1,0$ erlaubt, ergeben sich die Lebensdauerergebnisse in Abb. 187. Von allen bisher betrachteten Regelungen zur Klassifizierung und zur Berücksichtigung des Blechdickeneinflusses, scheint die Anpassung in diesem Fall am besten gelungen, wenngleich diese immer noch nicht

als optimal betrachtet werden kann. Obwohl alle angeführten Wöhlerlinienkonzepte in der IIW Richtlinie [21] behandelt werden und der betrachtete Quersteifenanschluss ein sehr häufig vorkommendes und sehr einfaches Bauteildetail ist, führen die jeweiligen Regelungen dennoch zu deutlich unterschiedlichen Lebensdauerergebnissen.

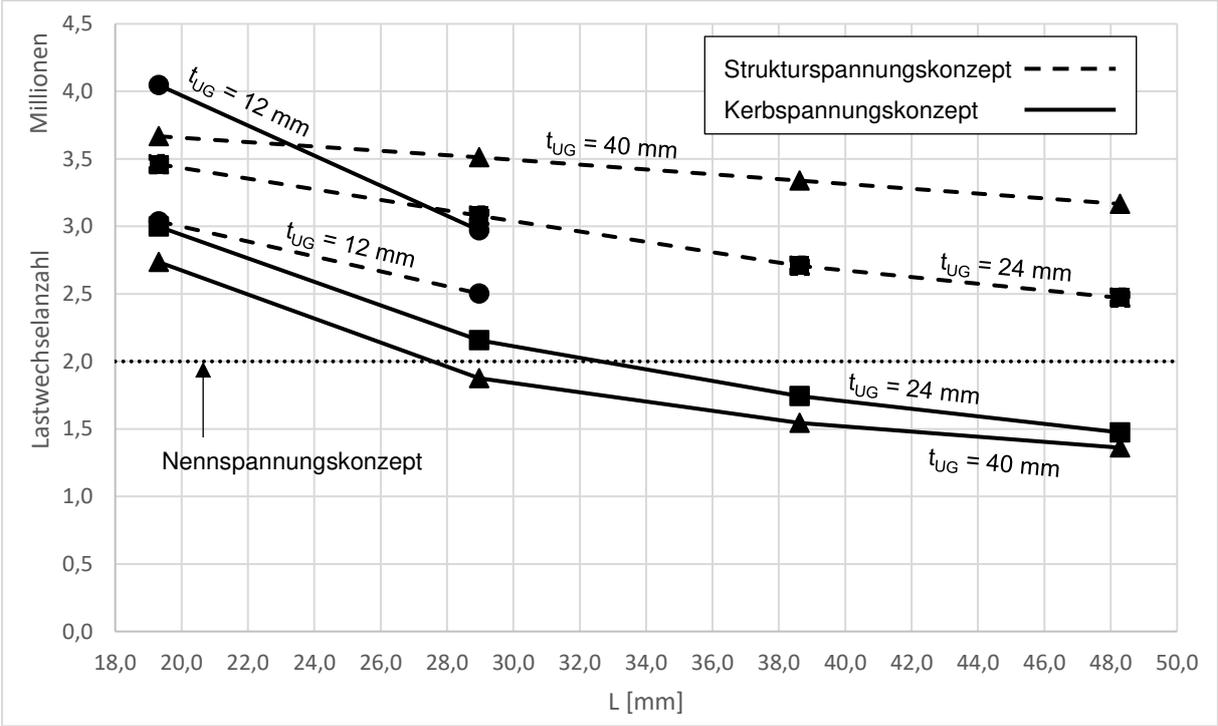


Abb. 183: Vergleich der maximalen Lastwechselanzahl, Kerbfallklassifizierung des Struktur- und Nennspannungskonzeptes gemäß Eurocode [6]

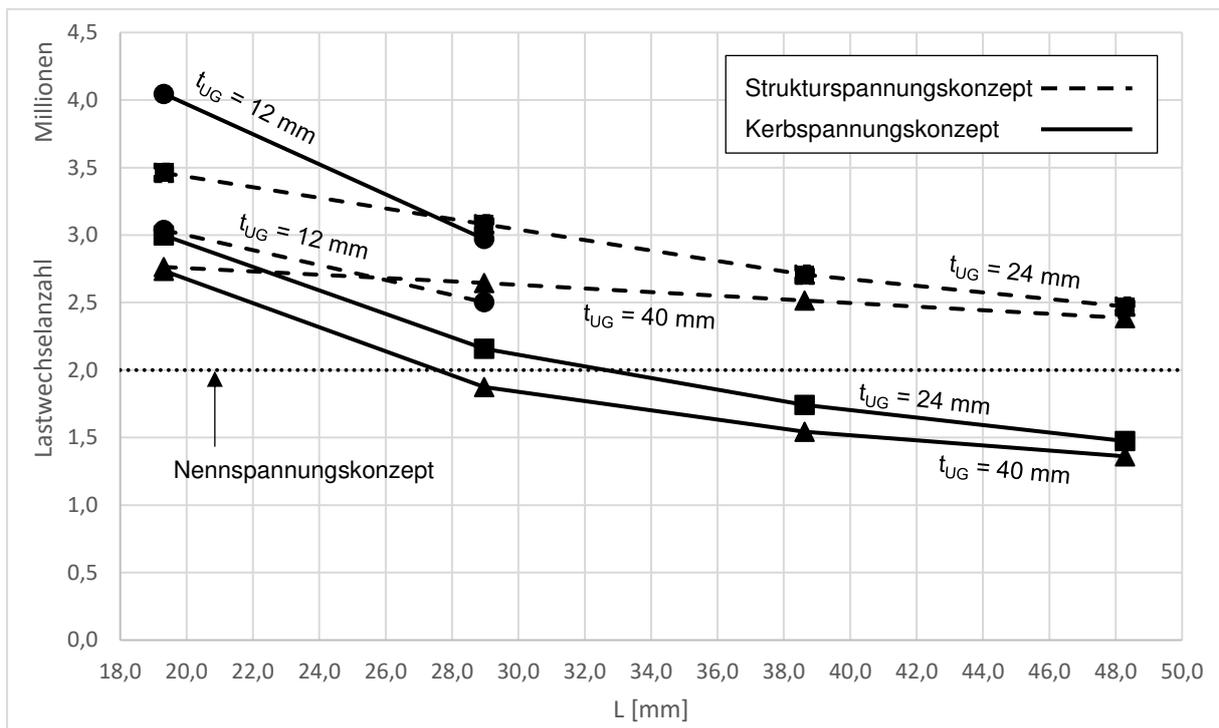


Abb. 184: Vergleich der maximalen Lastwechselanzahl, Kerbfallklassifizierung des Strukturspannungskonzeptes gemäß Eurocode [6], mit Blechdickenkorrektur gemäß [17]

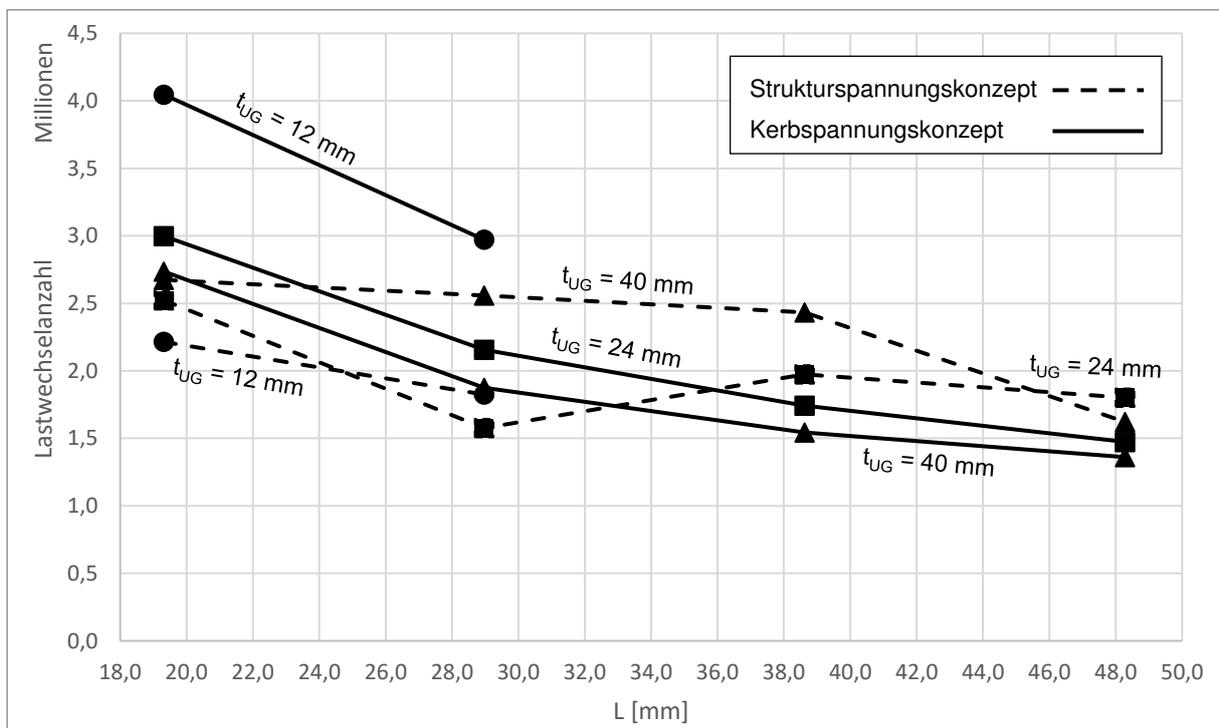


Abb. 185: Vergleich der maximalen Lastwechselanzahl gemäß IIW Richtlinie [34]

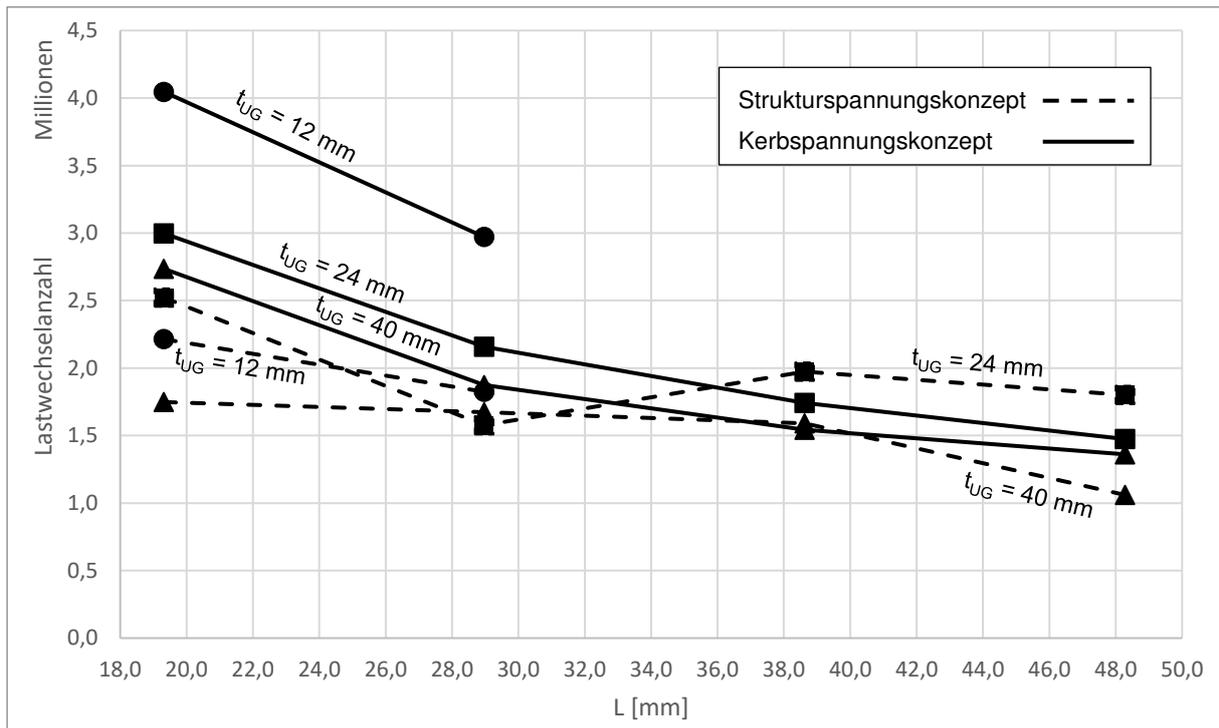


Abb. 186: Vergleich der maximalen Lastwechselanzahl gemäß IIW Richtlinie [21]

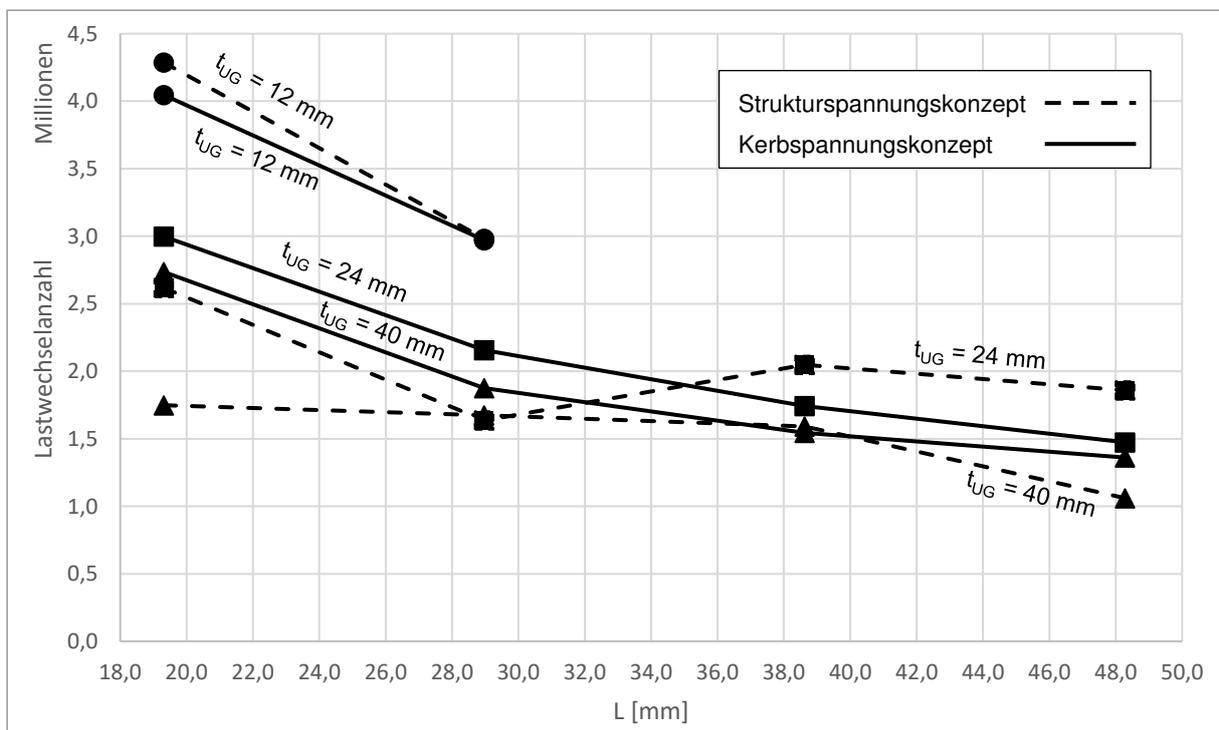


Abb. 187: Vergleich der maximalen Lastwechselanzahl gemäß IIW Richtlinie [21], $f(t_{eff})$ auch $> 1,0$

5.5.3 Modifikation des Blechdicken- bzw. Größenfaktors zur Angleichung von Struktur- und Kerbspannungskonzept

Die Lebensdauerergüsse im vorigen Unterabschnitt zeigten keine einheitlichen Ergebnisse zwischen Struktur- und Kerbspannungskonzept. Dies ist insofern unbefriedigend, da es sich hier um ein sehr einfaches Standarddetail handelt und es in der Vergangenheit bereits sehr viele Untersuchungen gab, um den Größeneinfluss korrekt zu erfassen. In [75] werden viele dieser Untersuchungen aufgelistet und weitere Möglichkeiten gezeigt, um den Größeneffekt abzubilden.

In diesem Abschnitt werden einfache Möglichkeiten aufgezeigt, wie durch eine Modifikation des Blechdickenfaktors für dieses Detail die Strukturspannungsergebnisse an die Kerbspannungsergebnisse angepasst werden können. Dies soll vor allem zur Anregung weiterer Untersuchungen in diesem Bereich dienen. In Bezug auf das Strukturspannungskonzept wird in [75] auf den zunehmenden Einsatz der Finiten Elemente Methode in der Ermüdungsbemessung hingewiesen und herausgestellt, dass besonders der Größeneffekt bei dieser Methode besser untersucht und dokumentiert werden sollte. Wie in [33] angeführt wird, ist das Kerbspannungskonzept sehr gut für den Vergleich unterschiedlicher Bauteilabmessungen und Schweißnaht-Geometrien geeignet. Daher wurde es auch von Köttgen et al. [70] und Olivier et al. [39] genutzt, um den Blechdickenfaktor für das Strukturspannungskonzept zu kalibrieren.

Lotsberg gibt in [75] auch einen neuen Vorschlag für die Berechnung einer effektiven Blechdicke t_{eff} an, der es ermöglichen soll, den Blechdickeneinfluss besser abbilden zu können. Die gemäß Gl. 53 mit diesem Vorschlag in [75] berechneten effektiven Blechdicken t_{eff} sind in Tab. 24 angeführt. Die restlichen Parameter zur Berechnung des Blechdickenfaktors $f(t_{\text{eff}})$ (Gl. 38 mit $t_0 = 25 \text{ mm}$; $n = 0,3$) und die anschließende Modifikation der FAT Klassen entsprechen der IIW Richtlinie [21]. Die daraus resultierenden Lebensdauerergebnisse sind in Abb. 188 dargestellt. Dabei sind auch Blechdickenfaktoren $f(t_{\text{eff}}) > 1,0$ berücksichtigt, die eine Erhöhung der Lebensdauer bei Blechdicken $t_{\text{eff}} < 25 \text{ mm}$ bewirken, da so die Auswirkungen des Blechdickenfaktors besser beurteilt werden können. Die Größenordnung der Abweichungen der Konzepte in Abb. 188 kann in etwa mit Abb. 187 verglichen werden.

Zusätzlich wurde, zum Vergleich, durchgehend FAT Klasse 90 angenommen (vgl. Abb. 189). Dadurch reduzieren sich die Sprünge durch die Klassifizierungsanmerkungen der IIW Richtlinie (vgl. Abb. 109) und die Anpassung der Konzepte gelingt etwas besser.

Ein weiterer, neuer Vorschlag zur Berechnung des Blechdickenfaktors ist in Gl. 54 dargestellt. Dieser baut auf der Eurocode Klassifizierung (FAT Klasse 100) und dem Blechdickenfaktor aus [17] (Gl. 43) auf und berücksichtigt zusätzlich den Einfluss der Anschlusslänge L , auf Basis der festgestellten Ergebnisse in dieser Arbeit. Die resultierenden Ermüdungsfestigkeiten $\Delta\sigma_{c,mod}$ sind ebenfalls in Tab. 24 aufgelistet und die zugehörigen Lebensdauerergebnisse sind in Abb. 190 dargestellt. Mit diesem Vorschlag kann für die untersuchten Abmessungsvarianten des Quersteifenanschlusses eine relativ gute Anpassung der Strukturspannungsergebnisse an die Kerbspannungsergebnisse erreicht werden. Es sind allerdings weitere Untersuchungen erforderlich, um die Parameter zur Einbeziehung der Anschlusslänge auch für andere Bauteildetails und weitere Geometrievarianten zu überprüfen. Der Vorschlag in Gl. 54 soll vor allem dazu dienen, das Potential der zusätzlichen Einbeziehung der Anschlusslänge aufzuzeigen.

$$t_{eff} = \min(14\text{mm} + 0,66 \cdot L; t) \quad \text{Gl. 53}$$

$$f(t,L) = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{15}{L}\right)^{0,16} \quad \text{Gl. 54}$$

$$\Delta\sigma_{c,mod} = \Delta\sigma_c \cdot f(t,L) \quad \text{Gl. 55}$$

Tab. 24: Alternative Blechdickenfaktoren und zugehörige modifizierte Ermüdungsfestigkeiten $\Delta\sigma_{c,mod}$

Variante	[mm]		Lotsberg [75], Gl. 53					Gl. 54	
	t_{UG}	L	FAT IIW	t_{eff}	$f(t_{eff})$	FAT IIW · $f(t_{eff})$	FAT 90 · $f(t_{eff})$	$f(t,L)$	FAT 100 · $f(t,L)$
V1	12	19,3	90	12	1,25	112	112	1,11	111
V2	12	29,0	90	12	1,25	112	112	1,04	104
V3	24	19,3	90	24	1,01	91	91	0,97	97
V4	24	29,0	80	24	1,01	81	91	0,91	91
V5	24	38,6	90	24	1,01	91	91	0,87	87
V6	24	48,3	90	24	1,01	91	91	0,84	84
V7	40	19,3	90	26,7	0,98	88	88	0,87	87
V8	40	29,0	90	33,1	0,92	83	83	0,82	82
V9	40	38,6	90	39,5	0,87	78	78	0,78	78
V10	40	48,3	80	40	0,87	69	78	0,75	75

- Anm.: Ermittlung $f(t_{eff})$ nach Gl. 38 mit $t_0 = 25$ mm, $n = 0,3$

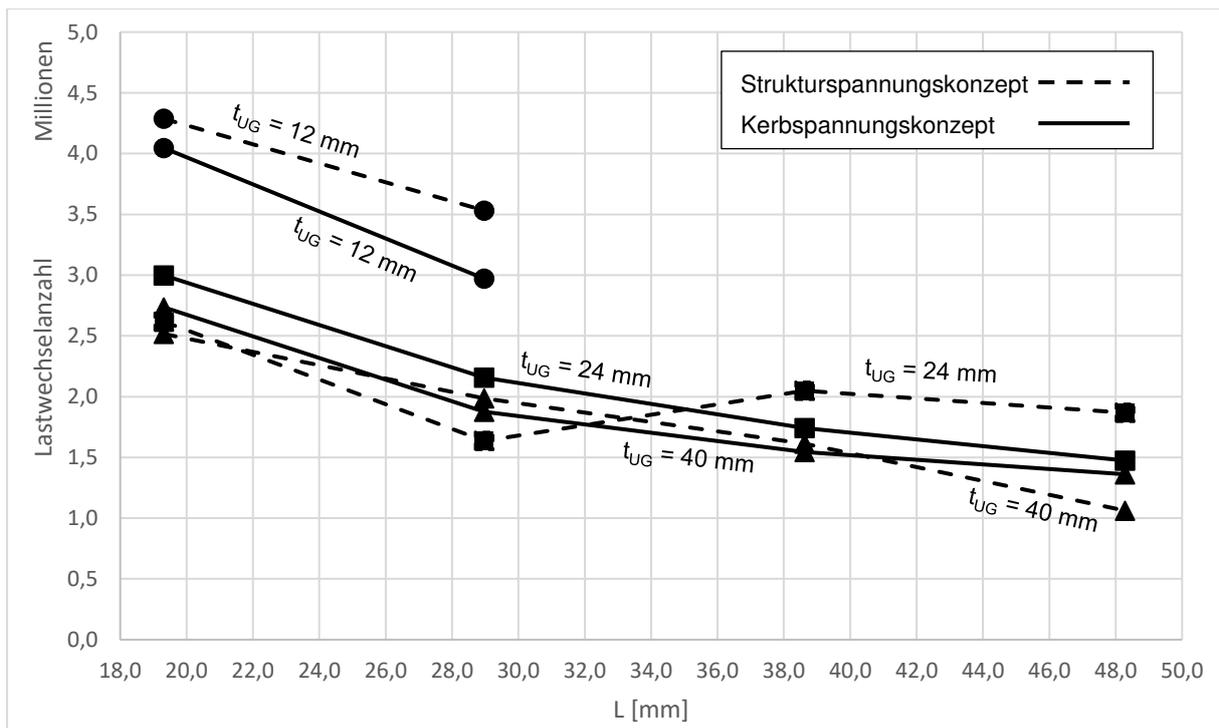


Abb. 188: Vergleich der maximalen Lastwechselanzahl mit modifizierten Ermüdungsfestigkeiten (mit FAT nach IIW und $f(t_{eff})$ nach Gl. 38, mit t_{eff} nach Gl. 53)

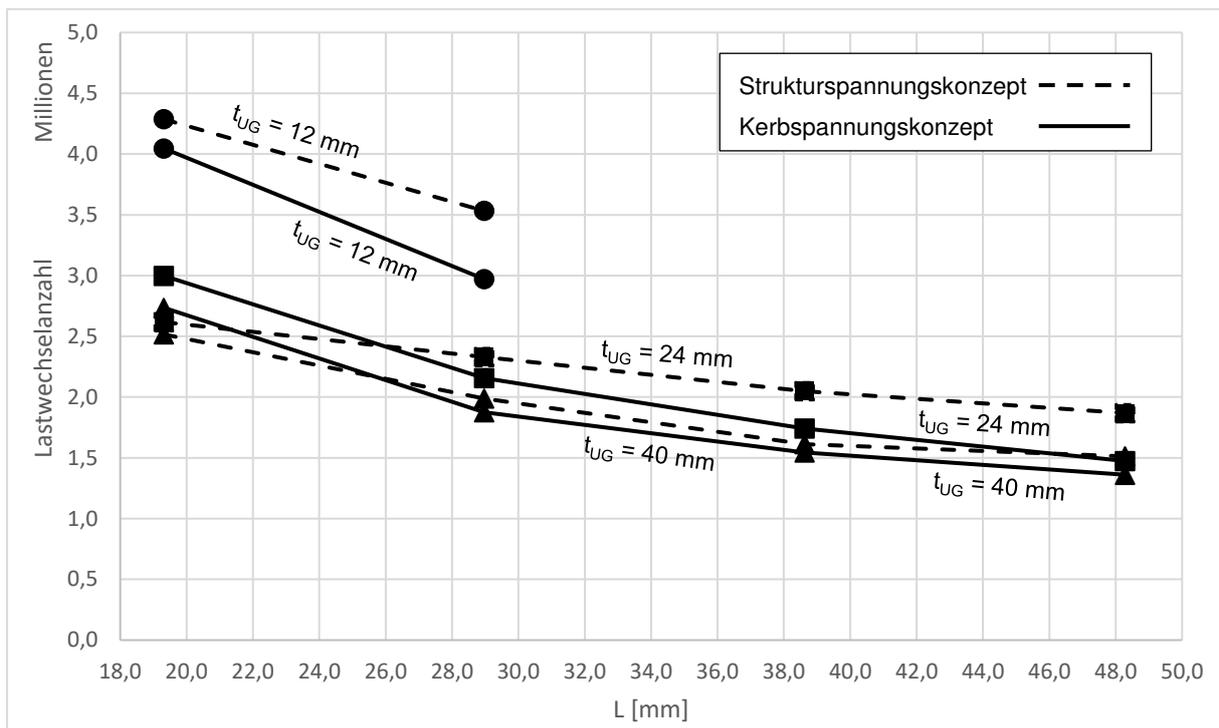


Abb. 189: Vergleich der maximalen Lastwechselanzahl mit modifizierten Ermüdungsfestigkeiten (mit FAT 90 und $f(t_{eff})$ nach Gl. 38, mit t_{eff} nach Gl. 53)

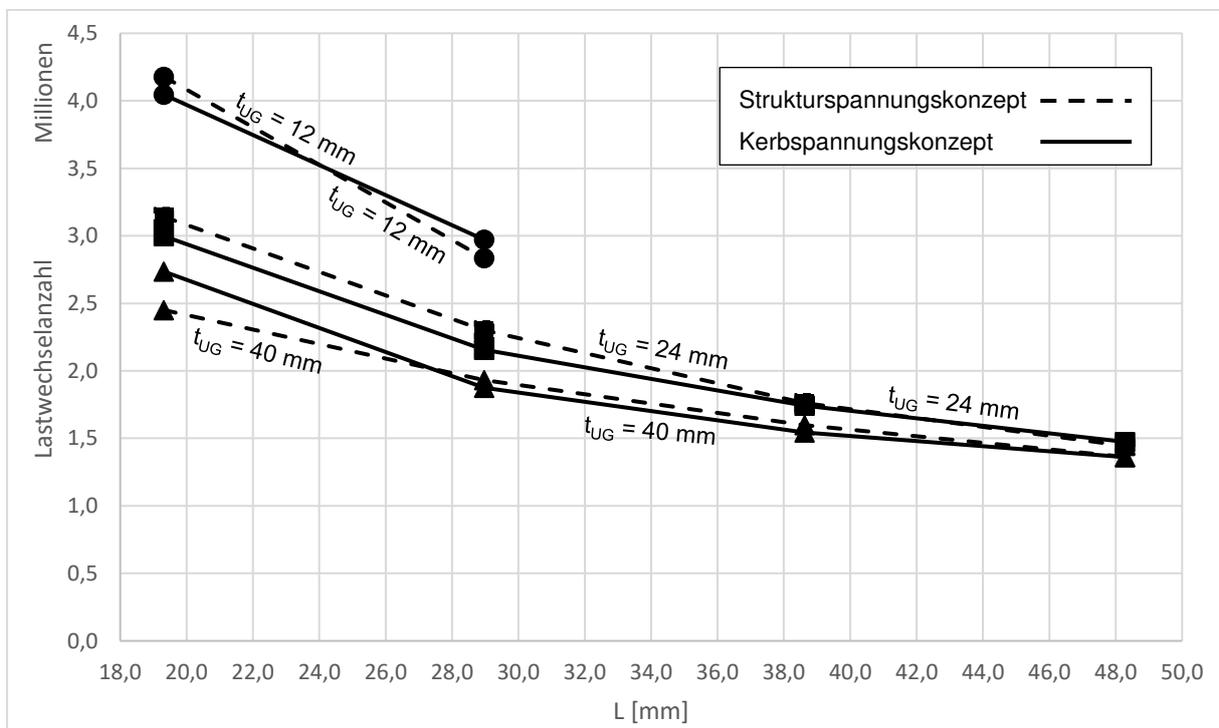


Abb. 190: Vergleich der maximalen Lastwechselanzahl mit modifizierten Ermüdungsfestigkeiten (mit FAT 100 und $f(t,L)$ nach Gl. 54)

5.5.4 Lebensdauer Vergleiche der untersuchten Abmessungsvarianten mit Strukturspannungen die den Blechdickeneffekt bereits inkludieren

Die korrekte Berücksichtigung des Blechdickeneinflusses mit einem aus den Strukturspannungsberechnungen abgeleiteten Blechdickenfaktor ist aufwendig. Daher wurden, wie in Abschnitt 5.3.2 beschrieben, neuerlich Strukturspannungen berechnet, die keiner zusätzlichen Spannungsextrapolation und Modifikation durch einen Blechdickenfaktor bedürfen, um auch für diesen Fall Lebensdauer Vergleiche anstellen zu können. Die zugehörigen Lastwechselzahlen werden wieder für alle Abmessungsvarianten aus Tab. 14 dargestellt und mit den Ergebnissen des Kerbspannungskonzeptes verglichen.

Damit der Blechdickeneinfluss direkt in den Strukturspannungen enthalten ist, sind sehr fein vernetzte FE-Modelle erforderlich (Elementgröße $< 0,5$ mm). Die Strukturspannungen wurden gemäß dem Ansatz von Haibach [65] 2 mm vor dem hot spot (vgl. Abb. 115) und gemäß dem Ansatz von Xiao und Yamada [66] 1 mm unterhalb des hot spots, in den schon vorhandenen Kerbspannungssubmodellen abgelesen. Diese sind in Tab. 25 aufgelistet. Die zugehörige Lastwechselanzahl kann mit Gl. 52 und einer FAT Klasse 100 berechnet werden.

Anzumerken ist, dass FAT Klasse 100 genau genommen nur von Xiao und Yamada vorgeschlagen wurde. Wie die folgenden Lebensdauer Vergleiche zeigen, ergeben sich aber auch bei Strukturspannungen, die 2 mm vor dem hot spot abgelesen wurden, mit FAT Klasse 100 ähnliche Lebensdauerergebnisse.

Die Lebensdauer Vergleiche in Abb. 191 und Abb. 192 zeigen beide eine gute Übereinstimmung mit dem Kerbspannungskonzept. Der Ansatz von Xiao und Yamada ist etwas näher an den Kerbspannungsergebnissen und für alle Abmessungsvarianten im Vergleich zum Kerbspannungskonzept auf der sicheren Seite.

Der Vorteil dieser Methoden, im Vergleich zum Kerbspannungskonzept, ist, dass die FE-Elementgröße nicht den strengen Anforderungen des Kerbspannungskonzeptes genügen muss (die Elemente können etwas größer sein) und die aufwendige Modellierung des effektiven Kerbradius entfallen kann.

Tab. 25: Strukturspannungen gemäß Haibach und Xiao/Yamada
für alle Abmessungsvarianten

Abmessungsvariante	Ableitung σ_{hs} nach Haibach [65]		Ableitung σ_{hs} Xiao/Yamada [66]	
	σ_{hs} in [N/mm ²]	$\sigma_{hs} / \sigma_{nom}$	σ_{hs} in [N/mm ²]	$\sigma_{hs} / \sigma_{nom}$
V1	88,2	1,10	87,3	1,09
V2	94,8	1,18	93,5	1,17
V3	92,1	1,15	93,2	1,16
V4	98,0	1,23	100,7	1,26
V5	102,1	1,28	108,0	1,35
V6	106,7	1,33	112,9	1,41
V7	94,5	1,18	95,3	1,19
V8	100,4	1,25	104,5	1,31
V9	103,8	1,30	111,2	1,39
V10	106,3	1,33	115,6	1,44

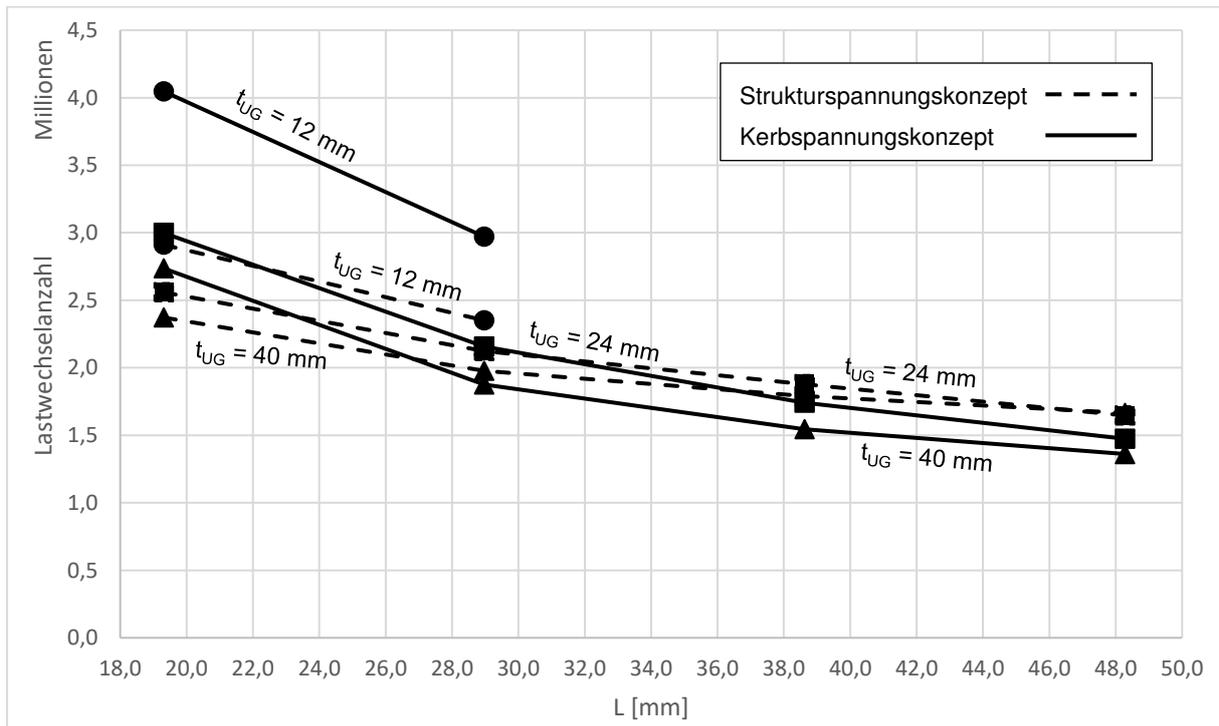


Abb. 191: Lebensdauervergleich, Strukturspannungsergebnisse gemäß dem Ansatz von Haibach für die Ableitung von σ_{hs} und FAT = 100

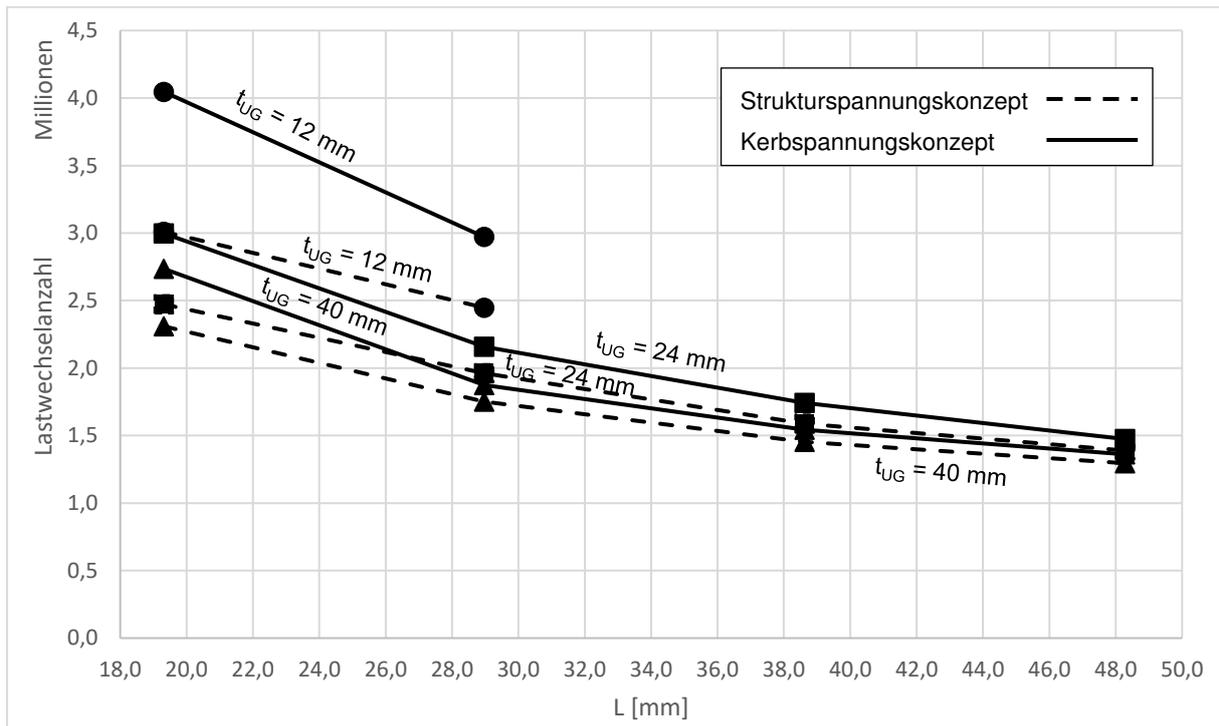


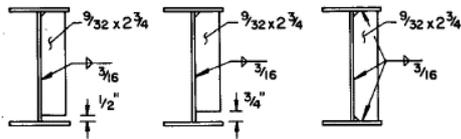
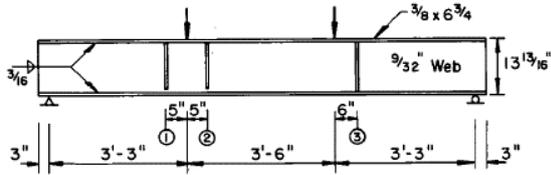
Abb. 192: Lebensdauervergleich, Strukturspannungsergebnisse gemäß dem Ansatz von Xiao und Yamada für die Ableseung von σ_{hs} und FAT = 100

5.6 Ergebnisvergleich mit Laborversuchen

In diesem Abschnitt wird die rechnerisch ermittelte Lebensdauer der untersuchten Wöhlerlinienkonzepte mit Laborversuchen von Fisher et al. [76] verglichen. Es können nur tendenziell die Unterschiede aufgezeigt werden, da die Ermüdungsfestigkeitswerte in Eurocode und IIW Fraktilwerte darstellen und daher nicht unmittelbar mit den Versuchswerten direkt vergleichbar sind. Fisher untersuchte die Ermüdungsfestigkeit von über 69 geschweißten I-Trägern, mit insgesamt 118 Quersteifenanschlussdetails, auf unterschiedlichem Lastniveau. Davon waren 44 Quersteifenanschlüsse direkt mit den Gurten des I-Trägern verschweißt und somit identisch mit dem in dieser Arbeit betrachteten Referenzdetail. Die Versuchsträger sind in Abb. 193 schematisch dargestellt. Deren Detailabmessungen sind in Tab. 26 angegeben (Bezeichnung siehe Abb. 105). Für einen konsistenten Lebensdauervergleich wurden für die in den Laborversuchen von Fisher et al. verwendeten Detailabmessungen die Struktur- und Kerbspannungen berechnet. Für den Trägertyp SC beträgt der Strukturspannungsfaktor $f_{hs} = \sigma_{hs}/\sigma_{nom} = 1,23$ und für den Trägertyp SG bzw. SB 1,16. Der ermittelte Kerbspannungsfaktor $f_{notch} = \sigma_{notch}/\sigma_{nom}$ beträgt 2,47 für den Trägertyp SC und 2,48 für den Trägertyp SG bzw. SB. Die verwendeten Submodelle ähneln Abb. 163, jedoch wurde auf

die Modellierung des Längsträgers verzichtet und Submodell 1 mit konstanter äußerer Nennspannungsverteilung berechnet. Die Strukturspannungsfaktoren wurden mit der linearen Extrapolationsvorschrift und einer groben FE-Vernetzung berechnet. Die Kerbspannungsfaktoren wurden mit einem Kerbspannungssubmodell nach Variante SM_a, einer Elementgröße im Kerbradius von 0,25 mm und vollem Integrationsansatz (C3D20 Elementen in Abaqus) berechnet. Das Nennspannungsspiel $\Delta\sigma_{nom}$ am Quersteifenanschluss und die zugehörigen Lebensdauerergebnisse sind in Tab. 27 angeführt. Sie wurden für das Nennspannungskonzept mit Gl. 56, für das Strukturspannungskonzept mit Gl. 57 und für das Kerbspannungskonzept mit Gl. 58 berechnet. Sowohl gemäß IIW, als auch gemäß Eurocode sind bei diesen Detailabmessungen keine Blechdickenfaktoren anzusetzen. Die Kerbfallklassifizierung unterscheidet sich allerdings bei Eurocode und IIW. Der Vergleich der rechnerischen Lebensdauer mit der tatsächlich ermittelten Lebensdauer ist in Abb. 194 als Diagramm dargestellt. Die rechnerischen Lebensdauerergebnisse in Tab. 27 bzw. Abb. 194 zeigen für praktisch alle Quersteifenanschlüsse und Berechnungsarten, wie zu erwarten, konservative Ergebnisse. Lediglich ein Quersteifenanschluss (SCB 331) versagte früher, als mit dem Kerbspannungskonzept prognostiziert. Die Überschätzung der Lebensdauer von 1,5 % ist jedoch sehr gering. Der Vergleich mit den Versuchsdaten zeigt, dass alle Berechnungsarten für diese Fälle grundsätzlich möglich sind. Das Kerbspannungskonzept liefert dabei die höchste rechnerische Lebensdauer. Mit dem Kerbspannungskonzept wird der lebensdauererhöhende Effekt der relativ dünnen Untergurtbleche (9,8 und 12,3 mm) implizit abgebildet. Es sein nochmals darauf hingewiesen, dass dieser Vergleich nur als grobe Abschätzung zu sehen ist, da hier wenige Versuchsergebnisse mit Fraktilwerten der Ermüdungsfestigkeiten verglichen werden.

a) Typ SC



b) Typ SG bzw. SB

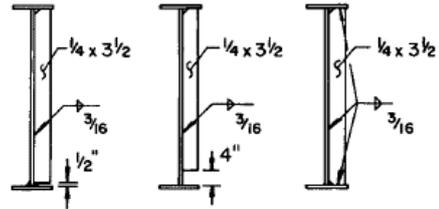
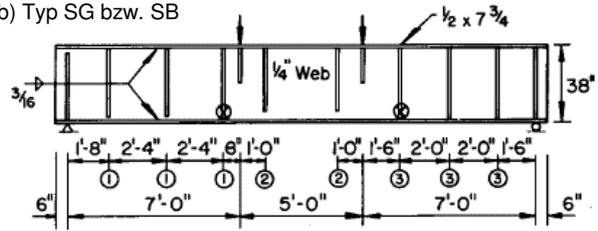


Abb. 193: Versuchsträger, Abmessungen in inch, entnommen aus [76]

Tab. 26: reale Detailabmessungen in mm

Variante	b	h	t _{UG}	t _{St}	a	a _h	L
SC	170,9	350,8	9,8	7,4	6,35	9	25,4
SG, SB	196,3	965,2	12,3	6,6	6,35	9	24,6

- Nachrechnung mit dem Nennspannungskonzept:

$$LW = \left(\frac{FAT}{\Delta\sigma_{nom}} \right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6$$

Gl. 56

mit: FAT_{EC3} = 80

FAT_{IIV} = 71

Δσ_{nom} = Schwingenspiel im Versuch

- Nachrechnung mit dem Strukturspannungskonzept:

$$LW = \left(\frac{FAT}{f_{hs} \cdot \Delta\sigma_{nom}} \right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6$$

mit: FAT_{EC3} = 100

Gl. 57

FAT_{IIV} = 90

f_{hs} = 1,23 für Typ SC

f_{hs} = 1,16 für Typ SG bzw. SB

Δσ_{nom} = Schwingenspiel im Versuch

- Nachrechnung mit dem Kerbspannungskonzept:

$$LW = \left(\frac{225}{f_{\text{notch}} \cdot \Delta\sigma_{\text{nom}}} \right)^3 \cdot 2 \cdot 10^6$$

Gl. 58

mit: $f_{\text{notch}} = 2,47$ für Typ SC

$f_{\text{notch}} = 2,48$ für Typ SG bzw. SB

$\Delta\sigma_{\text{nom}}$ = Schwingspiel im Versuch

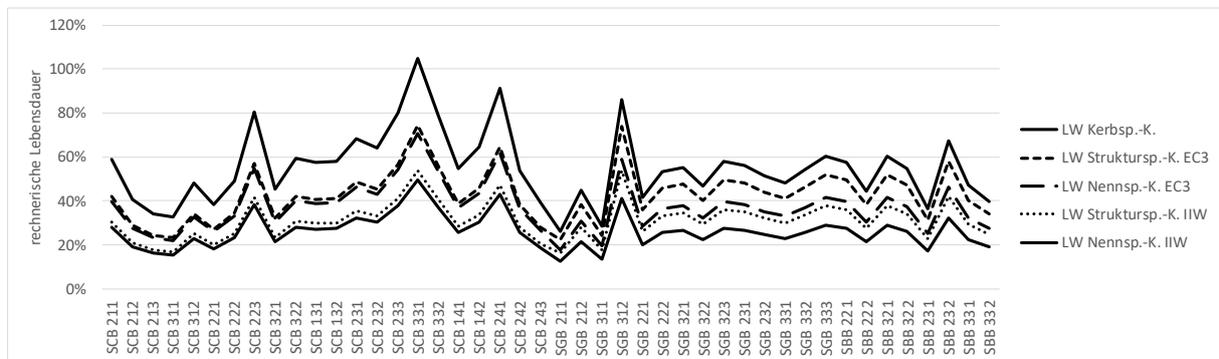


Abb. 194: Rechnerische Lebensdauer in % der tatsächlichen Lebensdauer im Versuch (ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsfaktoren)

Tab. 27: Lebensdauervergleich mit Laborversuchen in [76], Lastwechselangabe $\times 10^3$

Abmessungs- variante	Fisher et al. [76]		Nennspannungs- konzept		Strukturspannungs- konzept		Kerbspannungs- konzept
	Nennspannung $\Delta\sigma_{nom}$ beim Steifenan- schluss [N/mm ²]	gemessene LW	LW EC3	LW IIW	LW EC3	LW IIW	LW
SCB 211	99,3	2616	1046	731	1098	800	1544
SCB 212		3787					
SCB 213		4512					
SCB 311		4741					
SCB 312		3197					
SCB 221	132,5	1691	440	308	462	337	650
SCB 222		1329					
SCB 223		807					
SCB 321		1438					
SCB 322		1092					
SCB 131	165	584	228	159	239	174	337
SCB 132		579					
SCB 231		492					
SCB 232		527					
SCB 233		421					
SCB 331		322					
SCB 332		428					
SCB 141	198	355	132	92	138	101	195
SCB 142		302					
SCB 241		214					
SCB 242		361					
SCB 243		495					
SGB 211	95,2	6617*	1187	830	1485	1083	1731
SGB 212		3854*					
SGB 311		6060*					
SGB 312		2012					
SGB 221	127	1742	500	349	626	456	729
SGB 222		1366					
SGB 321		1316					
SGB 322		1553					
SGB 323		1261					
SGB 231	158	676	260	181	325	237	379
SGB 232		737					
SGB 331		786					
SGB 332		700					
SGB 333		627					
SBB 221	127	1264	500	349	626	456	729
SBB 222		1641					
SBB 321		1206					
SBB 322		1329					
SBB 231	158	1037	260	181	325	237	379
SBB 232		561					
SBB 331		804					
SBB 332		950					

Anm. LW*: Versuchsabbruch da, trotz hoher LW-Anzahl, keine Risse feststellbar

5.7 Integration der alternativen Wöhlerlinienkonzepte in den konventionellen Restlebensdauernachweis von Eisenbahnbrücken

In diesem Abschnitt wird gezeigt, wie die alternativer Wöhlerlinienkonzepte in den konventionellen Restlebensdauernachweis von Eisenbahnbrücken integriert werden können. Dafür wird im folgenden Beispiel das Kerbspannungskonzept verwendet. Sinngemäß kann jedoch auch das Strukturspannungskonzept eingesetzt werden.

Die konventionellen Restlebensdauernachweise von Eisenbahnbrücken verwenden Schadensäquivalenzfaktoren λ , um das schadensäquivalente Nennspannungsspiel $\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71}$ zu berechnen (vgl. Kapitel 2). In Gl. 4 und Gl. 6 ist ersichtlich, wie das schadensäquivalente Nennspannungsspiel zur Berechnung der Bauteilschädigung verwendet wird. Durch die Multiplikation mit dem Kerbspannungsfaktor $f_{\text{notch}} = \sigma_{\text{notch}} / \sigma_{\text{nom}}$ kann das schadensäquivalente Nennspannungsspiel in ein schadensäquivalentes Kerbspannungsspiel umgerechnet werden. Mit der FAT Klasse $\Delta\sigma_c = 225$ N/mm² ergibt sich dann eine mit dem Kerbspannungskonzept berechnete Schädigungssumme $D_{1996,\text{notch}}$ bzw. $D_{\text{Jahr,neu,notch}}$, wie in Gl. 59 und Gl. 60 dargestellt ist.

$$D_{1996,\text{notch}} = (\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf})^5 \cdot \left(\frac{\lambda_{\text{alt}} \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} \cdot f_{\text{notch}}}{225} \right)^5 \quad \text{Gl. 59}$$

$$D_{\text{Jahr,neu,notch}} = \frac{(\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf})^5}{100} \cdot \left(\frac{\lambda_{\text{neu}} \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} \cdot f_{\text{notch}}}{225} \right)^5 \quad \text{Gl. 60}$$

Der Quersteifenanschluss (mit Detailabmessungen V1 in Tab. 14) definierte die rechnerische Restlebensdauer der Eisenbahnbrücke, die am Institut für Stahlbau in [14] hinsichtlich Ermüdung untersucht wurde. Die hier vorgestellte Integration des Kerbspannungskonzeptes in den Restlebensdauernachweis, gemäß ONR 24008, ergibt bei diesem Quersteifenanschluss eine deutliche Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer, da die Schädigungssummen D_{1996} und $D_{\text{Jahr,neu}}$ jeweils auf 30 % reduziert werden (vgl. Gl. 61, f_{notch} aus Tab. 22 für Abmessungsvariante V1).

$$D_{\text{notch}} = D \cdot \left(\frac{f_{\text{notch}} \cdot \Delta\sigma_c}{225} \right)^5 = D \cdot \left(\frac{2,22 \cdot 80}{225} \right)^5 = D \cdot 0,306 \quad \text{Gl. 61}$$

5.8 Schlussfolgerungen

Die dargestellten Lebensdauer Vergleiche zeigten, dass, durch die genauere Erfassung der Bauteilgeometrie mit dem Struktur- und Kerbspannungskonzept, durchaus Potential vorhanden ist, die Lebensdauer zutreffender als mit dem Nennspannungskonzept zu berechnen. Vor allem dadurch, dass ein Kerbfall im Nennspannungskonzept viele Abmessungsvariationen abdecken muss und dadurch automatisch immer für den schlechtesten Fall innerhalb der mitabgedeckten Abmessungen gelten muss. Dies bedeutet jedoch nicht automatisch eine Verlängerung der Lebensdauer, in Bezug auf das Nennspannungskonzept. Wie die Vergleiche für verschiedene Anschlusslängen L zeigen, ergeben sich gerade für große Anschlusslängen mit dem Kerbspannungskonzept auch weniger Lastwechsel als im Nennspannungskonzept.

Die Vergleiche zeigen deutlich, dass der Blechdickeneinfluss nicht vernachlässigt werden darf. Dies zeigt auch die grundlegende Definition der Strukturspannung, da die Strukturspannung alle spannungserhöhenden Effekte der Bauteilgeometrie, außer der nichtlinearen Spannungsspitze der Schweißnahtkerbe, abbilden muss.

Die Strukturspannungs-Klassifizierung des Quersteifenanschlusses als FAT Klasse 100, wie im Eurocode definiert, scheint mit einer zutreffenden Berücksichtigung des Blechdickeneinflusses durchaus in Ordnung. Dies zeigt beispielsweise Abb. 192, wo die Strukturspannung gemäß der Empfehlung von Xiao und Yamada berechnet wurde. Wird die Strukturspannung hingegen mit einer Methode berechnet, die den Blechdickeneinfluss nicht direkt abbilden kann, beispielsweise mit einer Extrapolationsmethode oder mit dem direkten Ablesen am hot spot, ist der Blechdickeneinfluss im Nachhinein zwingend durch einen Blechdickenfaktor zu berücksichtigen. Die Lebensdauer Vergleiche zeigen, dass es nicht einfach ist, einen zutreffenden Blechdickenfaktor zu bestimmen. Gerade bezüglich des Blechdickenfaktors gibt es in der Literatur unterschiedlichste Regelungen. Hier ist sicherlich weiterer Forschungsbedarf gegeben, da der große Vorteil des Strukturspannungskonzeptes gerade in der Möglichkeit liegt, ein relativ grob vernetztes FE-Modell zu verwenden. Wie in Abb. 190 gezeigt, ist es auch mit einem Blechdickenfaktor möglich, ähnliche Ergebnisse wie mit dem Kerbspannungskonzept zu erzielen.

Dass im Eurocode auch im Nennspannungskonzept auf einen Blechdickenfaktor für den Kerbfall Quersteifenanschluss verzichtet wird, ist nach den gezeigten Vergleichsrechnungen nicht ganz nachvollziehbar. Auch hier wäre aus der Sicht des Autors eine

Berücksichtigung unterschiedlicher Gurtdicken sinnvoll. Gerade die genaue Analyse des häufig maßgebenden Anschlussdetails einer Quersteife am Untergurt zeigt, die fehlende Vorgabe eines Korrekturfaktors k_s für die Gurtdicke.

Dass das Strukturspannungskonzept in den Eurocode aufgenommen wurde, ist durchaus zu begrüßen. Es sollten jedoch, gerade zur Vermeidung von Missverständnissen in der Anwendung, auch die zugehörigen Berechnungsvarianten zumindest erwähnt werden. Darüber hinaus wäre sicherlich auch die Aufnahme des Kerbspannungskonzeptes im Eurocode sinnvoll. Die Lebensdauer Vergleiche mit Laborversuchen an Trägern, die praktisch die gleichen Abmessungen wie die Längsträger der Referenzbrücke hatten, zeigen deutlich das Potential des Kerbspannungskonzeptes. Wie in Abschnitt 5.7 dargestellt, lässt sich das Struktur- bzw. das Kerbspannungskonzept relativ einfach in den konventionellen Restlebensdauernachweis von Eisenbahnbrücken integrieren.

Die Problematik der Festlegung der Ermüdungsbeanspruchung der Vergangenheit (beispielsweise durch die Verwendung von λ_{alt}) besteht allerdings weiterhin. Nur die Integration der Bruchmechanik in den Restlebensdauernachweis, wie nachfolgend in Abschnitt 6 gezeigt, macht eine Kenntnis der Ermüdungsbeanspruchung der Vergangenheit hinfällig.

6 Anwendung der Bruchmechanik

In diesem Kapitel wird die Anwendung der bruchmechanischen Restlebensdauerberechnung am Beispiel eines geschweißten Referenzdetails dargestellt. Dabei wird dasselbe Referenzdetail wie in Kapitel 5 betrachtet, das bereits in Abschnitt 5.1 näher beschrieben wurde. Die Grundlagen der Bruchmechanik werden in dieser Arbeit nur in stark verkürzter Form, in besonderem Hinblick auf die praktische Restlebensdauerberechnung von Eisenbahnbrücken erläutert. Die erforderlichen Werkzeuge und Methoden zur praktischen Anwendung der Bruchmechanik werden detaillierter behandelt und sind großteils der FKM Richtlinie [77] und dem British Standard [59] entnommen. Für einen umfassenderen Einblick in die Bruchmechanik und weitere Hintergründe sind beispielsweise die Bücher von Edel [78], Anderson [79], Kuna [80], Blumenauer [81] oder Biermann et al. [82] zu empfehlen.

Das grundlegende Konzept des bruchmechanischen Restlebensdauernachweises wurde bereits in Abschnitt 3.5 beschrieben. Der große Vorteil des bruchmechanischen Restlebensdauernachweises ist, dass keine Kenntnis der Ermüdungsbeanspruchung der Vergangenheit erforderlich ist und immer vom aktuellen Untersuchungszeitpunkt ausgegangen werden kann (vgl. Abb. 41).

6.1 Kurzeinführung in die Bruchmechanik

Jeder Werkstoff und jedes Bauteil besitzt Fehlstellen, in unterschiedlichen Größenordnungen. Mit der Bruchmechanik kann das Verhalten von Rissen mit einer Größe über 1 mm, beschrieben werden, wie in Abb. 195 am Beispiel von Stahl dargestellt ist.

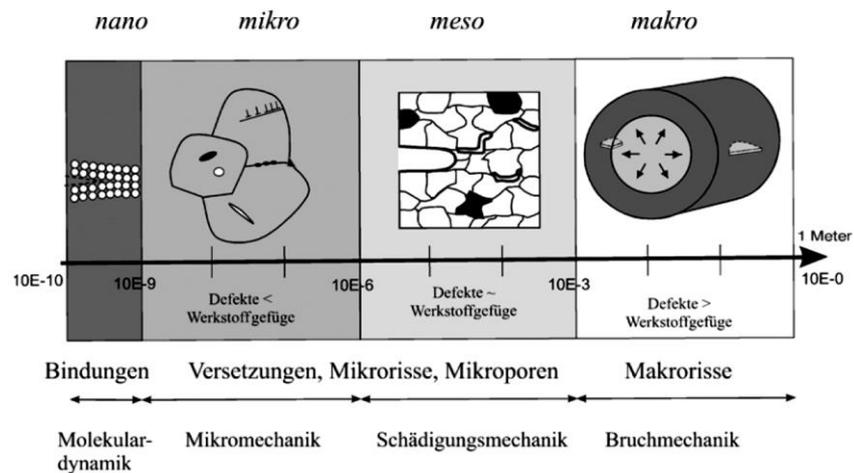


Abb. 195: Risse auf unterschiedlichen Größenskalen, entnommen aus [80]

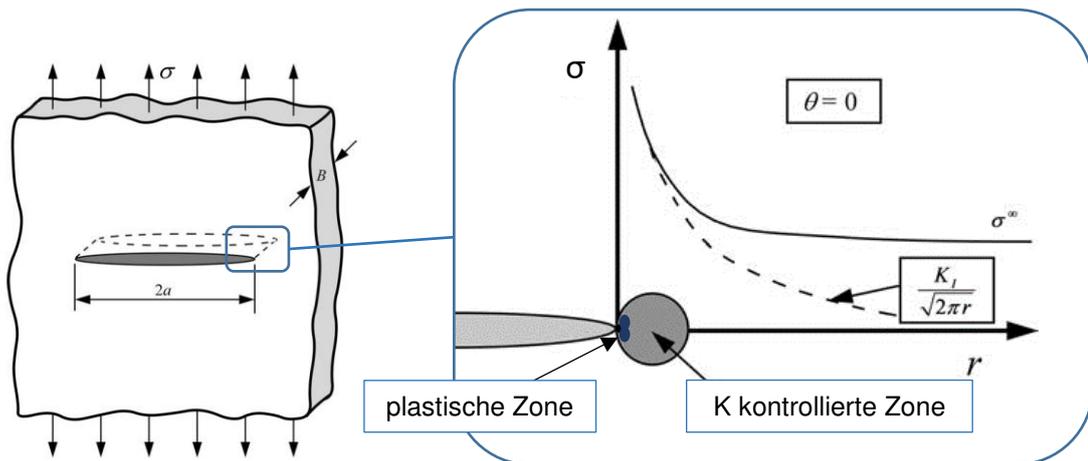


Abb. 196: Riss in einer unendlichen Scheibe und Spannungsverteilung vor der Risssspitze, entnommen aus [79], zusätzliche Darstellung der plastischen Zone

In der Bruchmechanik wird meist mit sehr einfachen Rissmodellen gearbeitet, da das Rissverhalten sehr lokal beschrieben werden kann. Das einfachste Rissmodell, ein Riss in einer unendlichen Scheibe, wird nach einem Begründer der Bruchmechanik als Griffith-Riss bezeichnet und ist in Abb. 196 links dargestellt. Rechts in Abb. 196 ist die Spannungskonzentration vor der Risssspitze dargestellt. Direkt vor der Risssspitze bildet sich (außer bei ideal elastischen und damit extrem spröden Materialien) über eine gewisse Länge eine plastische Zone. Ist die plastische Zone vor der Risssspitze sehr klein, im Vergleich zu der Riss- bzw. Bauteilgröße, kann das Rissverhalten mit der linear-elastischen Bruchmechanik (LEBM) beschrieben werden. Mit zunehmender Größe der

plastischen Zone, verliert die LEBM ihrer Gültigkeit. Das Rissverhalten kann dann nur mehr mit der elastisch-plastischen Bruchmechanik (EPBM) beschrieben werden.

Der wichtigste Parameter der LEBM ist der *Spannungsintensitätsfaktor* K . Er kann mit Gl. 62 berechnet werden und definiert die Größe aller Feldgrößen (Verschiebungen, Verzerrungen und Spannungen) im Nahfeld, direkt vor der Rissspitze in der sogenannten K kontrollierten Zone (vgl. Abb. 196). Weiter weg verliert K seine Gültigkeit. Die Feldgrößen bilden im Nahfeld eine $1/\sqrt{r}$ Singularität. Diese Singularität gilt in der Praxis natürlich nicht bis zur Rissspitze bei $r = 0$, sondern nur bis zum Rand der plastischen Zone.

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi a} \cdot Y \quad \text{Gl. 62}$$

Der Spannungsintensitätsfaktor K steigt linear mit zunehmender äußerer Spannung σ und ist proportional zur Risslänge a . Y ist eine Funktion, die sowohl von der Bauteilgeometrie, als auch von der Rissgeometrie, abhängig ist. Bei dem Griffith-Riss in Abb. 196 (Riss der Länge $2a$ in einer unendlichen Scheibe unter Zugspannung) gilt $Y = 1$. Für andere Rissmodelle gibt es beispielsweise in der FKM Richtlinie [77] umfangreiche Formelsammlungen zur Bestimmung der jeweiligen Geometriefunktion Y und des zugehörigen Spannungsintensitätsfaktors. Der Index I steht für den Rissöffnungsmodus I, bei dem die Spannung normal zur Rissebene (= den Rissufer) wirkt (vgl. Abb. 197). Bei Modus II (ebener Schermodus) verschieben sich die Rissufer in ihrer Ebene senkrecht zur Rissfront (= Rissspitze) und bei Modus III (nichtebener Schermodus) verschieben sich die Rissufer in ihrer Ebene parallel zur Rissfront. Die Überlagerung dieser drei idealisierten Rissöffnungsarten ergibt eine sogenannte Mixed-Mode Beanspruchung. Bei Ermüdungsrissen reicht jedoch oft die einfache Annahme einer Modus I Beanspruchung aus, da der Risswiderstand bei Modus I am geringsten ist und ein Riss in den meisten Fällen normal zur maximalen Hauptspannung wächst. Dies bestätigen auch Untersuchungen in [76] und [83], wo dieses Verhalten von Ermüdungsrissen unter Mixed-Mode Beanspruchung ebenfalls beobachtet wurde.

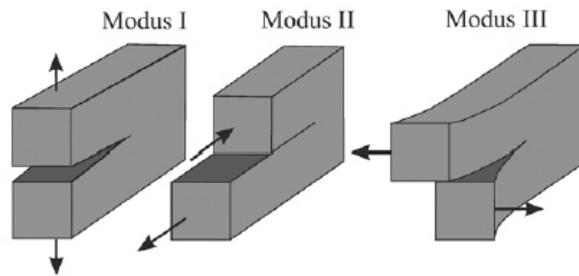


Abb. 197: Rissöffnungsarten, entnommen aus [80]

Die elastisch-plastische Bruchmechanik (EPBM) verwendet als Beanspruchungsparameter vor der Rissspitze, entweder das J-Integral, oder die Rissspitzenaufweitung δ (crack tip opening displacement, CTOD). Dabei können alle Beanspruchungsparameter ineinander umgerechnet werden, wie beispielsweise für K und J in Gl. 63 dargestellt ist. Ist die äußere Spannung gering und damit die plastische Zone sehr klein, kann mit der LEBM gerechnet werden, bei zunehmender Größe der plastischen Zone verliert die LEBM ihre Gültigkeit (vgl. Abb. 198).

$$K_J = \sqrt{J \cdot E'} \quad \text{Gl. 63}$$

mit: $E' = E$	ebener Spannungszustand
$E' = E / (1 - \nu^2)$	ebener Dehnungszustand
$\nu = 0,3$	Querdehnzahl für Stahl

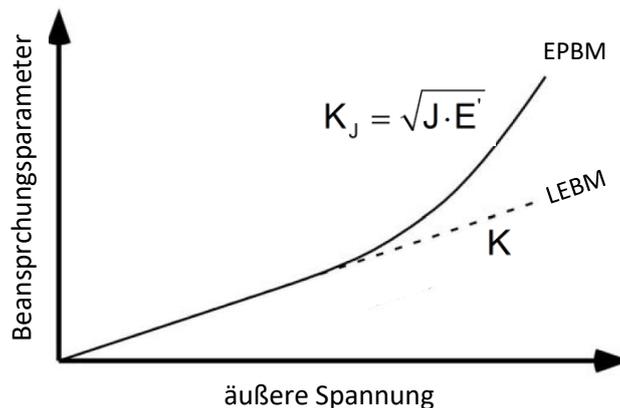


Abb. 198: Berechnung von K_J bei zunehmender Größe der plastischen Zone

Das J-Integral definiert, ähnlich wie K , die Intensität des Rissspitzenfeldes (die Größe aller Verschiebungen, Verzerrungen und Spannungen) im Nahfeld direkt vor der Rissspitze. Diese von J kontrollierte Zone wird auch HRR-Feld genannt, da Hutchinson, Rice und Rosengren die J-Integral-Feldlösung entwickelt haben. Weiter weg verliert

das J-Integral seine Gültigkeit. Im Unterschied zu K, beschreibt das J-Integral die Intensität des Rissspitzenfeldes auch innerhalb der plastischen Zone. Es kann daher auch bei großer plastischer Zone verwendet werden. Die Dehnungen zeigen im Nahfeld eine $1/r$ Singularität, die bis zur sogenannten Bruchprozesszone, direkt vor der Rissspitze, gültig ist. Zur Beschreibung der Vorgänge in der Bruchprozesszone, muss die Betrachtungsebene gewechselt werden (vgl. Abb. 195).

Das J-Integral eignet sich sehr gut für eine numerische Berechnung, da es bei einem stationären Riss und monoton steigender Belastung als wegunabhängiges Linienintegral rund um die Rissspitze definiert werden kann und daher in vielen FE Programmen direkt implementiert ist (vgl. Abb. 199).

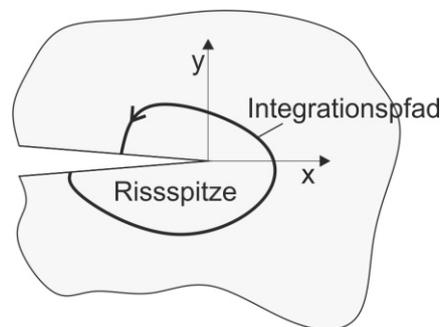


Abb. 199: Beliebiger Integrationspfad um die Rissspitze, zur Berechnung des J-Integrals

In Abb. 200 werden verschiedene Arten der Rissausbreitung beschrieben. Dabei ist die Unterscheidung zwischen einer einmaligen Belastung (Traglastberechnung), die mit K oder J beschrieben werden kann, und einer Ermüdungsbelastung ΔK besonders wichtig, da manche Bezeichnungen zur Rissausbreitung in der Literatur nicht eindeutig verwendet werden und eine korrekte Einordnung oft nur über diesen Kontext möglich ist. Beispielsweise wird die Bezeichnung stabiles Risswachstum, sowohl bei einer einmaligen Belastung, als auch bei Ermüdungsbelastung, verwendet. Bei einer Ermüdungsbelastung ΔK , die den Schwellenwert der bruchmechanischen Dauerfestigkeit ΔK_{th} überschreitet, findet allmähliches (oder stabiles) Risswachstum statt. Oftmals wird auch die Bezeichnung Ermüdungsrisswachstum verwendet.

Als stabiles Risswachstum wird in der Literatur aber auch das Risswachstum bezeichnet, das bei einmaliger monoton steigender Beanspruchung auftritt, wenn das Risswachstum unter laufendem Energieaufwand (plastischer Verformung) voranschreitet und nicht schlagartig (instabil) stattfindet. Da die plastischen Verformungen vor der

Risspitze ein gewisses Maß an Energie benötigen, stoppt ein stabil wachsender Riss auch wieder, wenn die äußere Belastung nicht weiter gesteigert wird. Ein Zähbruch kann nur eintreten, wenn die Belastung laufend gesteigert wird.

Bei einer monoton steigenden Belastung und sprödem Materialverhalten startet ab einem gewissen Grenzwert - der Bruchzähigkeit K_{Ic} - instabiles Risswachstum, das zu einem Spröbruch führt.

Wie in Abb. 200 dargestellt, gibt es noch weitere Kombinationsmöglichkeiten der Rissausbreitung. Beispielsweise kann ein Riss zuerst stabil wachsen und dann instabil werden, oder ein Riss kann in einen Bereich mit höherer Zähigkeit oder niedrigerer Beanspruchung wachsen und wieder arretieren. Für eine tiefergehende Beschreibung wird auf die genannten Literaturquellen verwiesen. Diese Arbeit beschäftigt sich hauptsächlich mit dem Ermüdungsrisswachstum, zur Berechnung der möglichen Lastwechselanzahl, bis zu einer maximal erlaubten Rissgröße (vgl. Abschnitt 6.3) und dem Trag sicherheitsnachweis gegen Spröbruch bei der maximalen Rissgröße (vgl. Abschnitt 6.2). Die dafür erforderlichen bruchmechanischen Materialparameter werden in Abschnitt 6.4 erklärt und angegeben.

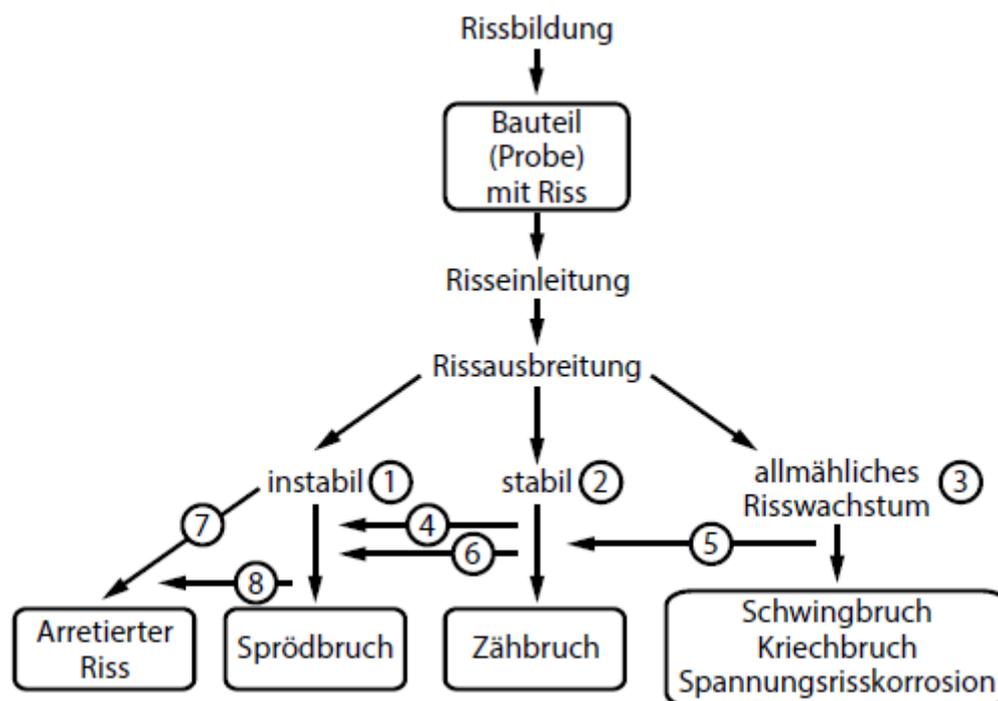


Abb. 200: Möglichkeiten der Rissausbreitung, nach Blumenauer [81], entnommen aus [82]

6.2 Konzept zur Tragsicherheitsbewertung eines Bauteils mit Riss

Um die Bauteile mit einem Riss bzw. deren Tragfähigkeit bewerten zu können, wird in dieser Arbeit das FAD-Konzept (Failure Assessment Diagramm) verwendet, wie es in der FKM Richtlinie [77] beschrieben wird. Das grundlegende Konzept entwickelte sich aus der Zwei-Kriterien-Methode von Dowling und Townley [84]. Später wurde es von Harrison et al. [85] und Milne et al. [86] [87] für das CEGB (Central Electricity Generating Board der British Energy), unter der Bezeichnung R6 Methode, weiterentwickelt. Die R6 Methode dient auch als Grundlage des Sicherheitsnachweises gegen Sprödbruch im Eurocode 1993-1-10.

In Abb. 201 ist beispielhaft ein FAD-Diagramm dargestellt. Es ermöglicht, neben dem Tragsicherheitsnachweis, auch eine Aussage über den zu erwartenden Versagensmodus (spröd oder duktil). In der linear-elastischen Bruchmechanik (LEBM) ist das Versagenskriterium sehr einfach definiert. Ist der Spannungsintensitätsfaktor K kleiner als die Bruchzähigkeit K_{Ic} (vgl. Abschnitt 6.4.1), besteht keine Sprödbruchgefahr. Da die LEBM nur sehr begrenzte Gültigkeitskriterien hat und gerade im Stahlbau große plastische Reserven vorhanden sind, kann dieses einfache Bruchkriterium der LEBM so unmittelbar nicht angewendet werden. Das Bruchkriterium der elastisch-plastischen Bruchmechanik (EPBM) lautet $J < J_c$. Die Berechnung von J erfordert allerdings eine FE-Rechnung. Mit dem FAD-Konzept kann K auch im Gültigkeitsbereich der EPBM verwendet werden, da eine Grenzkurve den zulässigen K Faktor bei einer höheren Belastung reduziert.

Die zwei maßgebenden Größen im FAD-Diagramm sind die bezogene Risszähigkeit $K_r = K / K_{Ic}$ auf der vertikalen Achse und der Plastizierungsgrad des Ligamentes L_r auf der horizontalen Achse. Das Ligament ist der ungerissene Restquerschnitt vor der Rissfront. Bei einem Durchriss kann $L_r = 1,0$ als vollständiges Fließen des Nettoquerschnitts interpretiert werden, bei konstanter Zugspannung gilt dann $L_r = \sigma_{\text{nenn,netto}} / f_y$. Bei einem halbelliptischen Oberflächenriss ist die Ligamentlänge (d. h. der Abstand der Rissfront zur gegenüberliegenden Bauteiloberfläche) jedoch nicht konstant und damit auch die lokale Beanspruchung des Risses, entlang der Rissfront, unterschiedlich hoch. Zur zutreffenden Berechnung von L_r sind in der Literatur unterschiedliche Ansätze zu finden. In der FKM Richtlinie wird die Formel von Sattari-Far und Dillström [88] empfohlen, die $L_r = 1$ bei jener Nennspannung definiert, bei der die dünnste Stelle

vor der Rissfront vollständig plastiziert ist (vgl. Abschnitt 6.6.3). Dieser Zustand tritt vor dem Fließen des gesamten Nettoquerschnitts auf.

Die Grenzkurve kann aus dem Verhältnis von K / K_J abgeleitet werden (Abb. 198). Je größer die äußere Spannung ist, desto mehr muss der linear-elastisch berechnete Spannungsintensitätsfaktor abgemindert werden, um als Versagenskriterium verwendet werden zu können. Ist der Bewertungspunkt im FAD-Diagramm innerhalb der materialabhängigen Grenzkurve, kann ein Bauteilversagen ausgeschlossen werden.

Die FKM Richtlinie definiert zwei Standard-Grenzkurven. Eine für Materialien mit ausgeprägter Streckgrenze (Gl. 64) – dargestellt in Abb. 201 – und eine für Materialien ohne ausgeprägter Streckgrenze (Gl. 65). Als Erweiterung gibt die FKM Richtlinie auch eine Grenzkurvenformel (Gl. 66) an, die bei genauer Kenntnis der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Materials verwendet werden kann.

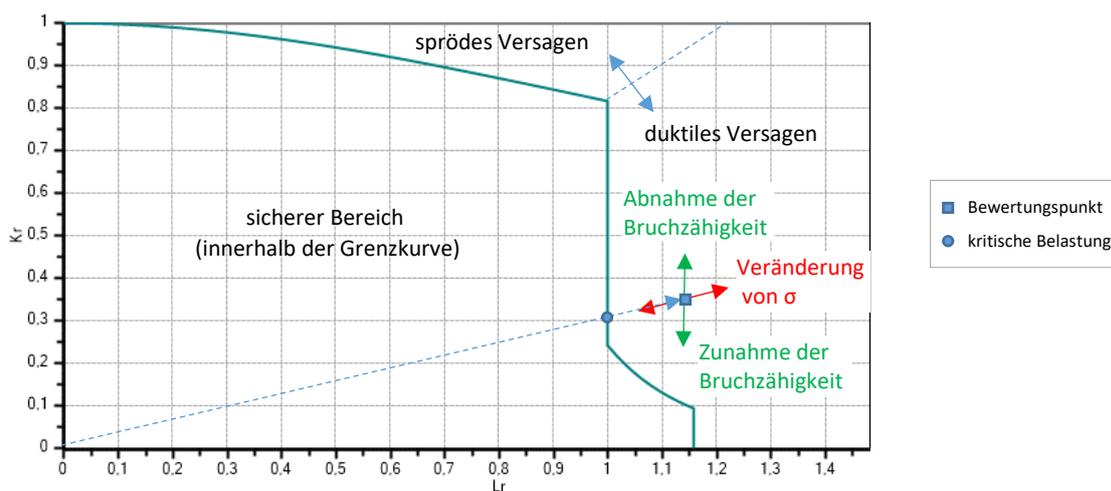


Abb. 201: FAD-Diagramm mit Hinweisen zur Interpretation

Im Folgenden werden die wesentlichen Punkte zur praktischen Anwendung des FAD-Diagramms aufgelistet. Unter welchen Umständen auch Eigenspannungen beim Trag sicherheitsnachweis berücksichtigt werden müssen, wird in Abschnitt 6.8.1 behandelt. Wie Eigenspannungen im FAD-Diagramm berücksichtigt werden können, wird am Ende dieses Abschnitts beschrieben.

- Der Ordinatenwert K_r ist das Verhältnis des Spannungsintensitätsfaktors zur Bruchzähigkeit. Bei den Anwendungsbeispielen in diesem Kapitel gilt $K_r = K /$

K_{Jlc} . Der Index J zeigt an, dass die Bruchzähigkeit mit J-Integral Versuchen bestimmt wurde. Dies ist bei den sehr duktilen Baustählen sinnvoll, da kleinere Materialproben verwendet werden können.

- Der Abszissenwert L_r ist der Plastizierungsgrad des Ligamentes. In Abschnitt 6.6.3 ist die empfohlene Formel für L_r bei einem halbelliptischen Oberflächenriss angeführt. Als maximaler Wert ergibt sich $L_{r,max} = (f_y + f_u) / 2$
- Als Grenzkurve kann bei Eisenbahnbrücken immer die Grenzkurve für Materialien mit ausgeprägter Streckgrenze (Gl. 64) verwendet werden, die durch die Materialparameter E , f_y und f_u definiert ist.
- Liegt der berechnete Bewertungspunkt innerhalb der Grenzkurve, findet kein Risswachstum bei der gegebenen Beanspruchung statt.
- Liegt der Bewertungspunkt außerhalb der Grenzkurve und schneidet der Vektor vom Ursprung zum Bewertungspunkt die Grenzkurve im Bereich $L_r \geq 1$, wird duktiler Versagen (Fließen des Nettoquerschnitts) erwartet. Dies ist in Abb. 201 dargestellt.
- Liegt der Bewertungspunkt außerhalb der Grenzkurve und schneidet der Vektor vom Ursprung zum Bewertungspunkt die Grenzkurve im Bereich $L_r < 1$, wird sprödes Versagen erwartet.
- Der Schnittpunkt definiert die kritische Last, bei der der betrachtete Grenzzustand (Start des duktilen oder spröden Risswachstums) erreicht wird.
- Ist die Bruchzähigkeit höher, wandert der Bewertungspunkt vertikal nach unten (K_r wird kleiner)
- Ist die Bruchzähigkeit kleiner, wandert der Bewertungspunkt vertikal nach oben (K_r wird größer)
- Ist die Nennspannung höher, wandert der Bewertungspunkt entlang des Vektors vom Ursprung weg nach außen
- Ist die Nennspannung niedriger, wandert der Bewertungspunkt entlang des Vektors Richtung Ursprung

- **Grenzkurve für Materialien mit ausgeprägter Streckgrenze:**

$$f(L_r) = \left(1 + \frac{L_r^2}{2}\right)^{-\frac{1}{2}} \quad \text{für } 0 \leq L_r < 1$$

$$f(L_r) = \left(\lambda + \frac{1}{2\lambda}\right)^{-\frac{1}{2}} \quad \text{für } L_r = 1$$

Gl. 64

$$f(L_r) = \left(\lambda + \frac{1}{2\lambda}\right)^{-\frac{1}{2}} \cdot L_r^{\frac{N-1}{2N}} \quad \text{für } 1 < L_r \leq L_{r,\max}$$

mit: $\lambda = 1 + \frac{E\Delta\varepsilon}{f_y}$

$$\Delta\varepsilon = 0,0375 \left(1 - \frac{f_y}{1000}\right)$$

$$N = 0,3 \left(1 - \frac{f_y}{f_u}\right)$$

$$L_{r,\max} = \frac{1}{2} \left(\frac{f_y + f_u}{f_y}\right)$$

- **Grenzkurve für Materialien ohne ausgeprägter Streckgrenze:**

$$f(L_r) = \left(1 + \frac{L_r^2}{2}\right)^{-\frac{1}{2}} (0,3 + 0,7 \exp(-\mu L_r^6)) \quad \text{für } 0 \leq L_r \leq 1$$

Gl. 65

$$f(L_r) = 1,5^{-\frac{1}{2}} \cdot (0,3 + 0,7 \exp(-\mu)) \cdot L_r^{\frac{N-1}{2N}} \quad \text{für } 1 < L_r \leq L_{r,\max}$$

mit: $\mu = \min \left[0,001 \left(\frac{E}{f_{y0,2}}\right); 0,6 \right]$

$$N = 0,3 \left(1 - \frac{f_{y0,2}}{f_u}\right)$$

$$L_{r,\max} = \frac{1}{2} \left(\frac{f_{y0,2} + f_u}{f_{y0,2}}\right)$$

- **Grenzkurve bei genauer Kenntnis der Spannungs-Dehnungs-Beziehung:**

$$f(L_r) = \left[\frac{E\varepsilon}{\sigma} + \frac{1}{2} \frac{L_r^2 \sigma}{E\varepsilon} \right]^{-\frac{1}{2}} \quad \text{für } 0 \leq L_r \leq L_{r,\max} \quad \text{Gl. 66}$$

mit: $\sigma = L_r f_y$

$$L_{r,\max} = \frac{1}{2} \left(\frac{f_y + f_u}{f_y} \right)$$

- **Berücksichtigung von Eigenspannungen im FAD-Diagramm:**

Wie Eigenspannungen im FAD-Diagramm berücksichtigt werden müssen, hängt grundsätzlich davon ab, welche Eigenspannungen gemeint sind. Eigenspannungen, die zu Normalkräften in einem Bauteil führen, wirken am Bruchmechanikmodell wie eine zusätzliche äußere Nennspannung und erhöhen daher sowohl K_r als auch L_r . Im Gegensatz dazu beeinflussen Eigenspannungen an einem Querschnitt, die sich in Summe über den gesamten Querschnitt aufheben, nur den Parameter K_r und nicht den Parameter L_r , da diese nicht zum plastischen Kollaps führen können. Dieser Fall wird im Folgenden beschrieben.

Mit Gl. 67 kann die Erhöhung von K_r durch Eigenspannungen im FAD-Diagramm berücksichtigt werden. Der Index p steht für Primärspannung (= äußere Nennspannung), der Index s steht für Sekundärspannung (= Eigenspannung) und ρ dient als Korrekturterm. K_{mat} ist in der FKM Richtlinie die allgemeine Bezeichnung der Bruchzähigkeit (vgl. Abschnitt 6.4.1).

$$K_r = \frac{K_p}{K_{\text{mat}}} + \frac{K_s}{K_{\text{mat}}} + \rho \quad \text{Gl. 67}$$

Es sind 3 Fälle zu unterscheiden:

- Fall 1: Ist $K_s < 0$, gleichwertig zu Druckeigenspannungen, oder sind keine Eigenspannungen vorhanden ($K_s = 0$) gilt $\rho = 0$ und Gl. 67 kann direkt berechnet werden.
- Fall 2: Ist $K_s > 0$ und $K_p = 0$, gilt ebenfalls $\rho = 0$ und statt K_s muss in Gl. 67 der plastisch korrigierte Spannungsintensitätsfaktor K_s^p aus Gl. 68 eingesetzt werden. Dieser Fall (reine Zugeigenspannung, ohne äußere Nennspannung) ist für die

Restlebensdauerberechnung von Eisenbahnbrücken allerdings ohne Bedeutung.

$$K_s^p(a) = \left(\frac{a_{\text{eff}}}{a} \right)^{\frac{1}{2}} K_s(a) \quad \text{Gl. 68}$$

mit: $a_{\text{eff}} = a + \frac{1}{2\pi\beta} \left(\frac{K_s}{f_y} \right)^2$ und $\beta = 1$ für ESZ bzw. $\beta = 3$ für EDZ

- Fall 3: Ist sowohl $K_p > 0$ als auch $K_s > 0$, muss ρ mit Gl. 69 und den Werten φ und ψ aus Tab. 28 berechnet werden. Zur Interpolation der Werte φ und ψ in Tab. 28, muss zuerst L_r , K_p und K_s^p (mit Gl. 68) berechnet werden.

$$\rho = \psi + \varphi \left(1 - \frac{K_s}{K_s^p} \right) \geq 0 \quad \text{Gl. 69}$$

Tab. 28: Parametertabellen für ψ und φ aus [77]

Parameter ψ											Parameter φ												
L_r	$K_s^p / (K_p / L_r)$										L_r	$K_s^p / (K_p / L_r)$											
	0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0		0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
0,1	0	0,020	0,043	0,063	0,074	0,081	0,086	0,090	0,095	0,100	0,107	0,1	0	0,815	0,869	0,877	0,880	0,882	0,883	0,883	0,882	0,879	0,874
0,2	0	0,028	0,052	0,076	0,091	0,100	0,107	0,113	0,120	0,127	0,137	0,2	0	0,690	0,786	0,810	0,821	0,828	0,832	0,833	0,833	0,831	0,825
0,3	0	0,033	0,057	0,085	0,102	0,114	0,122	0,130	0,138	0,147	0,160	0,3	0	0,596	0,715	0,752	0,769	0,780	0,786	0,789	0,789	0,787	0,780
0,4	0	0,037	0,064	0,094	0,113	0,126	0,136	0,145	0,156	0,167	0,182	0,4	0	0,521	0,615	0,696	0,718	0,732	0,740	0,744	0,745	0,743	0,735
0,5	0	0,043	0,074	0,105	0,124	0,138	0,149	0,160	0,172	0,185	0,201	0,5	0	0,457	0,589	0,640	0,666	0,683	0,693	0,698	0,698	0,695	0,688
0,6	0	0,051	0,085	0,114	0,133	0,147	0,159	0,170	0,184	0,200	0,215	0,6	0	0,399	0,528	0,582	0,612	0,631	0,642	0,647	0,648	0,644	0,638
0,7	0	0,058	0,091	0,117	0,134	0,147	0,158	0,171	0,186	0,202	0,214	0,7	0	0,344	0,466	0,522	0,554	0,575	0,587	0,593	0,593	0,589	0,587
0,8	0	0,057	0,085	0,105	0,119	0,130	0,141	0,155	0,169	0,182	0,190	0,8	0	0,290	0,403	0,460	0,493	0,516	0,528	0,533	0,534	0,534	0,535
0,9	0	0,043	0,060	0,073	0,082	0,090	0,101	0,113	0,123	0,129	0,132	0,9	0	0,236	0,339	0,395	0,430	0,452	0,464	0,470	0,475	0,480	0,486
1,0	0	0,016	0,019	0,022	0,025	0,031	0,039	0,043	0,044	0,041	0,033	1,0	0	0,185	0,276	0,330	0,364	0,386	0,400	0,411	0,423	0,435	0,449
1,1	0	-0,013	-0,025	-0,033	-0,036	-0,037	-0,042	-0,050	-0,061	-0,073	-0,084	1,1	0	0,139	0,218	0,269	0,302	0,326	0,347	0,367	0,387	0,406	0,423
1,2	0	-0,034	-0,058	-0,075	-0,090	-0,106	-0,122	-0,137	-0,151	-0,164	-0,175	1,2	0	0,104	0,172	0,219	0,256	0,287	0,315	0,340	0,362	0,382	0,399
1,3	0	-0,043	-0,075	-0,102	-0,126	-0,147	-0,166	-0,181	-0,196	-0,209	-0,220	1,3	0	0,082	0,142	0,190	0,229	0,263	0,291	0,316	0,338	0,357	0,375
1,4	0	-0,044	-0,080	-0,109	-0,134	-0,155	-0,173	-0,189	-0,203	-0,215	-0,227	1,4	0	0,070	0,126	0,171	0,209	0,241	0,269	0,293	0,314	0,333	0,350
1,5	0	-0,041	-0,075	-0,103	-0,127	-0,147	-0,164	-0,180	-0,194	-0,206	-0,217	1,5	0	0,062	0,112	0,155	0,190	0,220	0,247	0,270	0,290	0,309	0,325
1,6	0	-0,037	-0,069	-0,095	-0,117	-0,136	-0,153	-0,168	-0,181	-0,194	-0,205	1,6	0	0,055	0,100	0,139	0,172	0,200	0,225	0,247	0,267	0,285	0,301
1,7	0	-0,033	-0,062	-0,086	-0,107	-0,125	-0,141	-0,155	-0,168	-0,180	-0,191	1,7	0	0,048	0,089	0,124	0,154	0,181	0,204	0,224	0,243	0,260	0,276
1,8	0	-0,030	-0,055	-0,077	-0,096	-0,114	-0,129	-0,142	-0,155	-0,166	-0,177	1,8	0	0,042	0,078	0,110	0,137	0,161	0,183	0,202	0,220	0,236	0,250
1,9	0	-0,026	-0,049	-0,069	-0,086	-0,102	-0,116	-0,129	-0,141	-0,152	-0,162	1,9	0	0,036	0,068	0,096	0,120	0,142	0,162	0,180	0,196	0,211	0,225
2,0	0	-0,023	-0,043	-0,061	-0,076	-0,091	-0,104	-0,116	-0,126	-0,137	-0,146	2,0	0	0,031	0,058	0,082	0,104	0,124	0,141	0,157	0,172	0,186	0,198

6.3 Konzept der Risswachstumsberechnung

Der wesentliche Beanspruchungsparameter zur Risswachstumsberechnung ist die Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors ΔK (vgl. Gl. 70). Abb. 202 zeigt den

Zusammenhang zwischen dem Spannungsspiel $\Delta\sigma$ am Bauteil und ΔK an der Risspitze sowie das Spannungsverhältnis R . Das Verhältnis von $\Delta\sigma$ zu ΔK ist nicht konstant, sondern ändert sich mit zunehmender Risslänge. Auch wenn die äußere Belastung $\Delta\sigma$ konstant bleibt, steigt der Spannungsintensitätsfaktor mit zunehmender Risslänge an (vgl. Abb. 203 links).

Das Diagramm auf der rechten Seite der Abb. 203 zeigt die Risswachstumsgeschwindigkeit da/dN , als Funktion von ΔK . Der Wert da/dN zeigt die Änderung der Risslänge pro Spannungsspiel N . Das Diagramm kann vereinfacht in drei Bereiche unterteilt werden.

Der erste Bereich S_I ist gekennzeichnet durch sehr geringes Risswachstum pro Spannungsspiel und ist sensibel für mikrostrukturelle Effekte. Er beginnt mit dem Schwellenwert ΔK_{th} (threshold value), der die bruchmechanische Dauerfestigkeit eines Bauteils charakterisiert. Ist ΔK kleiner als ΔK_{th} , findet kein Risswachstum statt. ΔK_{th} wird üblicherweise bei einer Risswachstumsgeschwindigkeit $da/dN = 10^{-7}$ mm pro Spannungsspiel definiert. Mit zunehmendem Spannungsverhältnis R wird der Schwellenwert ΔK_{th} kleiner. Ist R nicht genau bekannt sollte ΔK_{th} entsprechend konservativ gewählt werden. In der FKM Richtlinie und im British Standard werden $2 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ als unterer Grenzwert für ΔK_{th} empfohlen.

Im Bereich S_{II} ist ein annähernd linearer Zusammenhang gegeben und die Belastung dominiert das Risswachstum. Die Bereiche S_I und S_{II} sind für die Risswachstumsberechnung der Details von Stahlbrücken maßgebend.

Im Bereich S_{III} beschleunigt sich das Risswachstum und es sind nur mehr relativ wenige Spannungsspiele bis zum vollständigen Ermüdungsbruch möglich. Dieser tritt auf, sobald K_{max} von ΔK den kritischen Wert der Bruchzähigkeit K_{Ic} erreicht (dann gilt: $\Delta K = \Delta K_{Ic} = K_{Ic} \cdot (1-R)$). Dieser Bereich wird beim bruchmechanischen Restlebensdauernachweis von Eisenbahnbrücken jedoch nicht erreicht, da die maximal zulässige Rissgröße a_{max} auf deutlich höherem Lastniveau nachgewiesen wird (vgl. Abschnitt 6.9).

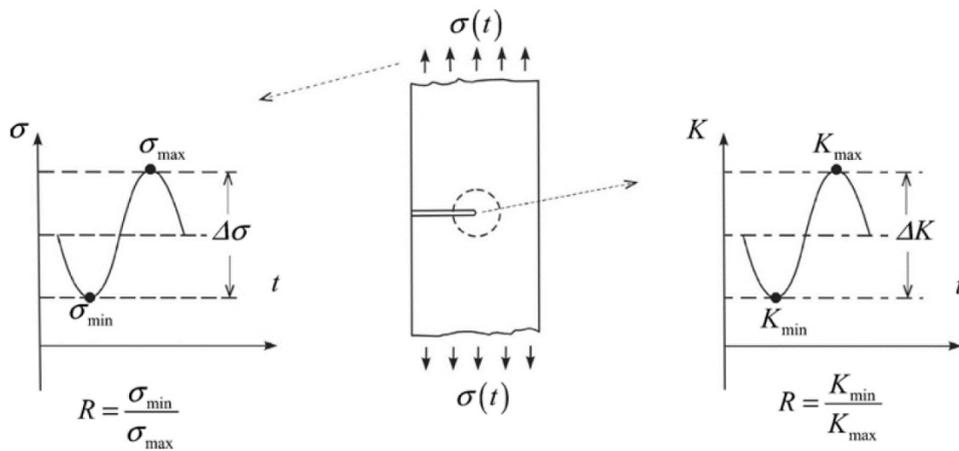


Abb. 202: Zusammenhang zwischen Schwingbelastung und Spannungsintensitätsfaktor, entnommen aus [80]

$$\Delta K = K_{\max} - K_{\min} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \sqrt{\pi a} \cdot Y(a) \quad \text{Gl. 70}$$

$$R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{K_{\min}}{K_{\max}} \quad \text{Gl. 71}$$

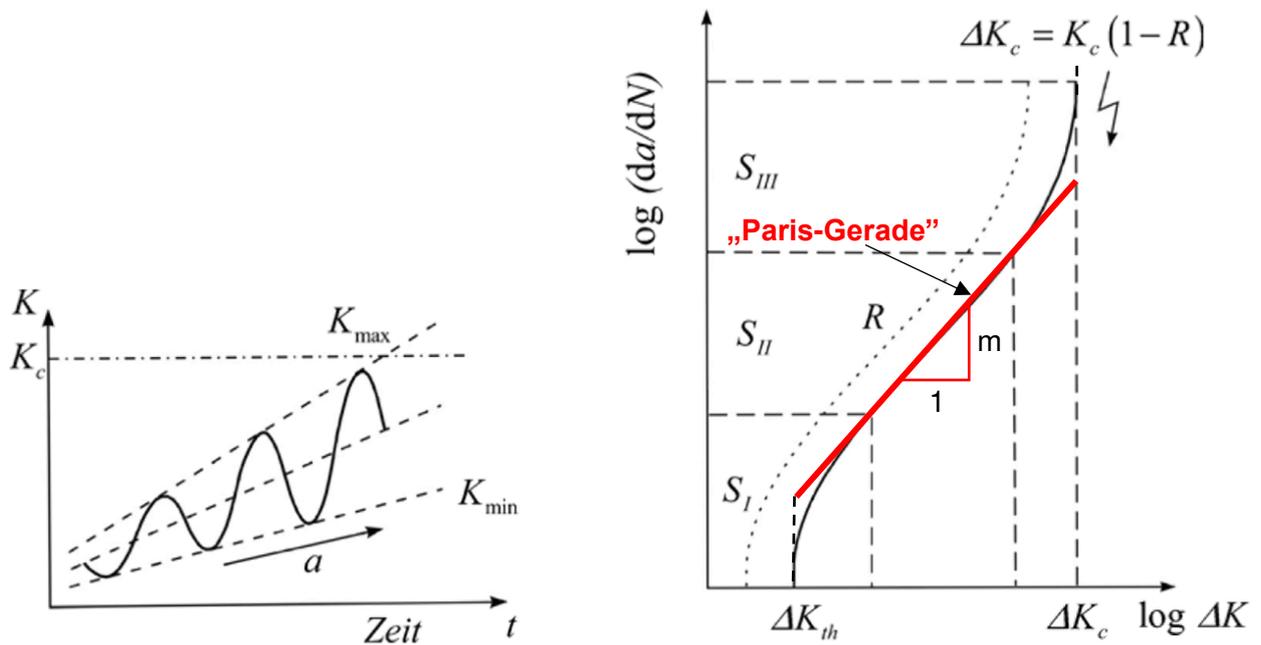


Abb. 203: Verlauf von K bei zunehmender Risslänge a als Funktion der Zeit t (links) und Risswachstumsgeschwindigkeit da/dN als Funktion von ΔK (rechts), entnommen aus [80] mit Anmerkungen

Die bekannteste Gleichung zur Beschreibung der Risswachstumsgeschwindigkeit wurde von Paris und Erdogan 1963 veröffentlicht [89] und wird oft als Paris-Gerade bezeichnet (vgl. Abb. 203 und Gl. 72).

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \Delta K^m \quad \text{für } \Delta K_{th} < \Delta K < \Delta K_c \quad \text{Gl. 72}$$

Neben der Paris-Erdogan Gleichung gibt es noch weitere Rissfortschrittsgleichungen, alle mit dem Ziel die Risswachstumskurve noch besser zu beschreiben. Beispielsweise die Rissfortschrittsgleichungen von Forman, von Erdogan-Ratwani, von Lukas-Klesnil, des Luftfahrttechnischen Handbuchs, von Forman-Mettu und vom NASGRO Programm der NASA die alle in der FKM Richtlinie [77] angeführt werden. Die praktische Anwendung wird jedoch durch zusätzliche Parameter aufwendiger und erscheint nur bei einer ausreichenden Menge von experimenteller Daten sinnvoll. In Abb. 203 ist ersichtlich, dass die rot markierte Paris-Gerade im Bereich S_I über der tatsächlichen Risswachstumsgeschwindigkeit liegt. Gerade bei Stahlbrücken, wo sehr viele Beanspruchungsspiele im Schwellenwert-nahen Bereich S_I vorkommen, liefert die Paris-Gerade hier nur sehr konservative Ergebnisse. Daher ist es bei einer Rissfortschrittsrechnung mit einem Spannungskollektiv durchaus sinnvoll, eine genauere Annäherung an die Risswachstumskurve zu verwenden.

In dieser Arbeit wird die bilineare Beschreibungen der Risswachstumsgeschwindigkeit mit Materialkennwerten des BS 7910 [59] verwendet und empfohlen (vgl. Abschnitt 6.4.1). Diese erlauben eine bessere Annäherung an das langsamere Risswachstum im Bereich S_I und sind experimentell gut abgesichert.

Die Berechnung der möglichen Lastwechselanzahl N erfolgt von einer definierten Anfangsrissgröße a_0 bis zur maximalen Rissgröße a_{max} (die empfohlenen Werte für a_0 und a_{max} werden in Abschnitt 6.9 angeführt). Ist die Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors ΔK unterhalb des Schwellenwertes ΔK_{th} , ist keine weitere Berechnung der Lebensdauer erforderlich. Der Bauteil ist bei den gewählten Annahmen dauerhaft. Ist die Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors ΔK oberhalb des Schwellenwertes ΔK_{th} , kann die Lastwechselanzahl über die Integration eines Rissfortschrittsgesetzes (z. B. der Paris-Geraden) berechnet werden.

$$N = \int_{a_0}^{a_{\max}} \frac{da}{C \cdot \Delta K^m} \quad \text{Gl. 73}$$

Die praktische Berechnung der möglichen Lastwechselanzahl wird für das betrachtete geschweißte Referenzdetail in Abschnitt 6.9 erläutert.

6.4 Bruchmechanische Materialparameter

In der Bruchmechanik sind neben den grundlegenden Materialparametern von Baustahl (Fließgrenze f_y , Zugfestigkeit f_u , Elastizitätsmodul E und Kerbschlagarbeit A_v) weitere Materialparameter erforderlich, um die Restlebensdauer eines Bestandtragwerkes prognostizieren zu können. Dieser Abschnitt stellt eine kurze Einführung zu den wesentlichen bruchmechanischen Materialparametern dar, um die durchgeführten Laborversuche und den bruchmechanischen Restlebensdauernachweis allgemein besser verstehen zu können.

Für ein Verständnis der folgenden Erklärungen ist es notwendig, zwischen: (i) allmählichem Ermüdungsrisswachstum bei zyklischer Belastung und, (ii) stabilem, duktilem Risswachstum oder instabilem Risswachstum (Spröbruch) bei einem quasi-statischen Grenzlastfall, zur Beurteilung der maximal zulässigen Risslänge, zu unterscheiden.

Ermüdungsrisswachstum bedeutet allmähliches Risswachstum bei vielen relativ geringen Spannungsspielen von einem Anfangsriss bis zu einer maximalen Rissgröße. Hier müssen die Rissfortschrittsrate da/dN (Risswachstum da pro Spannungsspiel N) und der Schwellenwert der Spannungsintensität ΔK_{th} (darunter kein Risswachstum) des Materials bekannt sein. Zur Beurteilung eines quasi-statischen Grenzlastfalls und Bestimmung der maximalen kritischen Risslänge muss die Risszähigkeit K_{mat} (bzw. die Bruchzähigkeit K_{Ic} oder K_{JIc} als unterer Grenzwert der Risszähigkeit) des Materials bekannt sein (vgl. Abschnitt 6.4.1 und Abb. 205).

6.4.1 Kennwerte zur Beschreibung des Ermüdungsrisswachstums

Die Parameter C und m der Paris-Erdogan Gleichung (Gl. 72) ermöglichen die Definition der Rissfortschrittsrate da/dN und werden aus Bruchmechanik-Versuchen abgeleitet. Sie sind von den Einheiten von da/dN und ΔK abhängig. Tab. 29 enthält die im British Standard BS 7910 [59] empfohlenen Rissfortschrittskennwerte für Stähle für die

Überlebenswahrscheinlichkeiten $P_{\bar{U}}=50\%$ und $P_{\bar{U}}=97,7\%$. Die Parameterwerte in Tab. 29 gelten für ΔK in $[\text{MPa}\sqrt{\text{m}}]$ und da/dN in $[\text{mm}/\text{Spannungsspiel}]$. Die daraus resultierenden Rissfortschrittsraten sind in Abb. 204 dargestellt. Für geschweißte Bauteile werden aufgrund von Eigenspannungen die Werte für $R \geq 0,5$ empfohlen (vgl. Abschnitt 6.8.2). Der untere Grenzwert der bruchmechanischen Dauerfestigkeit ΔK_{th} wird im British Standard mit $2 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ definiert.

Tab. 29: Empfohlene Rissfortschrittskennwerte für Stähle aus dem British Standard BS 7910 [59] für die Überlebenswahrscheinlichkeiten $P_{\bar{U}}=50\%$ und $P_{\bar{U}}=97,7\%$ (Die Werte für $R \geq 0,5$ werden für die Bewertung von Schweißverbindungen empfohlen)

P \bar{U}	ΔK_0 $[\text{MPa}\sqrt{\text{m}}]$		$\Delta K_{\text{th}} < \Delta K < \Delta K_0$				$\Delta K_0 \leq \Delta K < (1-R_K) K_{\text{IC}}$			
	50 %	97,7 %	50 %		97,7 %		50 %		97,7 %	
R			C	m	C	m	C	m	C	m
< 0,5	11,48	9,96	2,10E-14	8,16	7,59E-14	8,16	8,32E-09	2,88	1,41E-08	2,88
$\geq 0,5$	6,20	4,55	2,14E-10	5,10	9,38E-10	5,10	1,22E-08	2,88	2,70E-08	2,88

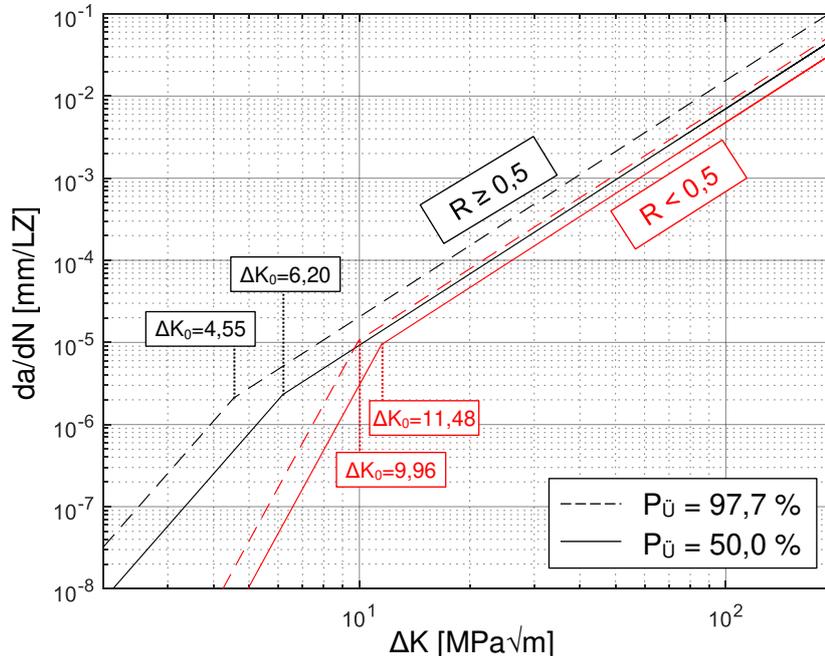


Abb. 204: Darstellung der Rissfortschrittskennwerte der Tab. 29

6.4.2 Risszähigkeit und Bruchzähigkeit

Bei der praktischen Anwendung wird meist nicht näher zwischen Risszähigkeit und Bruchzähigkeit unterschieden, wobei oft der letztere Begriff verwendet wird. Nachfolgend werden die wesentlichen Hintergründe näher dargestellt, die der versuchstechnischen Ermittlung der Riss- bzw. Bruchzähigkeit zugrunde liegen.

Die Risszähigkeit definiert den Widerstand eines Materials gegen Risswachstum bei quasi-statischer Beanspruchung (nicht zu verwechseln mit Ermüdungsrisswachstum bei zyklischer Beanspruchung). Dabei werden je nach Materialzustand, für sprödes oder zähes Materialverhalten, detailliertere Bezeichnungen verwendet. Allgemein wird für die Risszähigkeit in der FKM Richtlinie [77] die Bezeichnung K_{mat} verwendet, bei sprödem Materialversagen spricht man von der Bruchzähigkeit K_{Ic} .

Der große Einfluss der Temperatur auf die Risszähigkeit ist im Risszähigkeits-Temperatur-Verlauf deutlich zu sehen (vgl. Abb. 205). Der Risszähigkeits-Temperatur-Verlauf ist durch drei Bereiche charakterisiert: Die Tieflage (sprödes Werkstoffverhalten), der zäh-spröde Übergangsbereich mit großer Streuung der Versuchsergebnisse und die Hochlage (zähes Werkstoffverhalten). Andere Einflussfaktoren auf die Risszähigkeit, wie beispielsweise die Proben- bzw. Bauteilgeometrie, die Homogenität des Werkstoffes, die Belastungsgeschwindigkeit, Alterungsprozesse sowie Nachbehandlungsverfahren verschieben die Risszähigkeits-Temperatur-Kurve zu höheren oder niedrigeren Temperaturbereichen.

Wird die Risszähigkeit in der Tieflage überschritten, beginnt ein Riss instabil zu wachsen und es kommt zum Spröbruch (Versagen ohne makroskopisch sichtbare plastische Verformungen). Die Risszähigkeit entspricht in der Tieflage der Bruchzähigkeit K_{Ic} , dem kritischen Wert des Spannungsintensitätsfaktors. Üblicherweise werden statt K_{Ic} -Versuchen, sogenannte J-Integral-Versuche durchgeführt, da die erforderlichen Materialproben dadurch wesentlich kleiner sein können. Wird die Bruchzähigkeit aus einem J-Integral-Versuch abgeleitet, wird die Bezeichnung K_{JIc} verwendet.

Im zäh-spröden Übergangsbereich wechselt der Bruchmechanismus von einem Spröbruch zu einem Zähbruch, wodurch die gemessenen Risszähigkeitswerte stark streuen. Durch die größere Zähigkeit im Vergleich zur Tieflage, kommt es vor der Rissinitiierung bei J_i zu einem Aufweiten (Abstumpfen) der Rissspitze (vgl. Abb. 206 – Entstehung einer sogenannten Stretch-Zone). Wird die Rissinitiierungszähigkeit J_i im Übergangsbereich überschritten, folgt ein begrenztes stabiles Risswachstum, d. h. es

kommt zu weiteren plastischen Verformungen vor einem Bruch. Durch das stabile Risswachstum wird Energie aufgenommen, dadurch erfolgt der Bruch erst auf höherem Lastniveau, als in der Tieflage.

In der Hochlage kommt es, wie im Übergangsbereich, ebenfalls zu einem Abstumpfen der Rissspitze vor der Rissinitiierung (vgl. Abb. 206) und nach dem Überschreiten der werkstoffabhängigen Rissinitiierungszähigkeit J_i , zu stabilem Risswachstum mit großen plastischen Verformungen. Die zunehmende Risszähigkeit (ausgedrückt im J-Integral), in Abhängigkeit der Risserweiterung Δa , wird durch die Risswiderstandskurve (J-R oder $J(\Delta a)$ Kurve) ausgedrückt (vgl. Abb. 206). Es obliegt dem Ingenieur, ob er mit einer $J(\Delta a)$ Kurve arbeitet und stabiles Risswachstum über eine gewisse Länge (zum Beispiel $\Delta a = 1 \text{ mm}$) zulässt, oder ob er – konservativ – die Rissinitiierung J_i als Grenzzustand definiert und mit dem aus J_i abgeleiteten unteren Grenzwert K_{JIC} arbeitet.

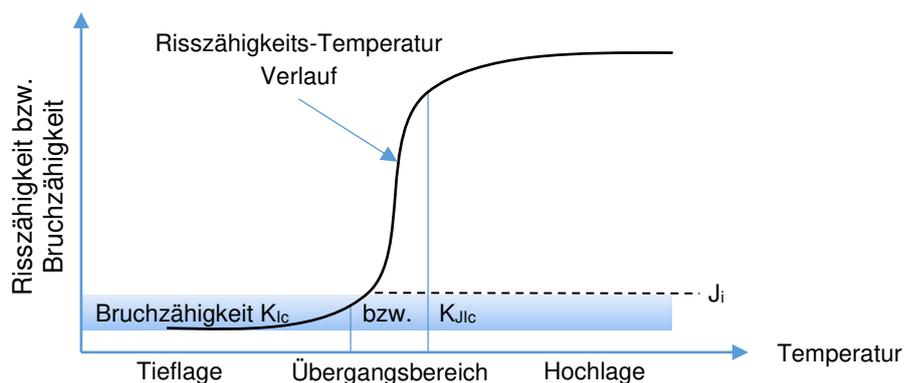


Abb. 205: Schematischer Risszähigkeits-Temperatur-Verlauf mit den Bereichen: Tieflage, Übergangsbereich und Hochlage

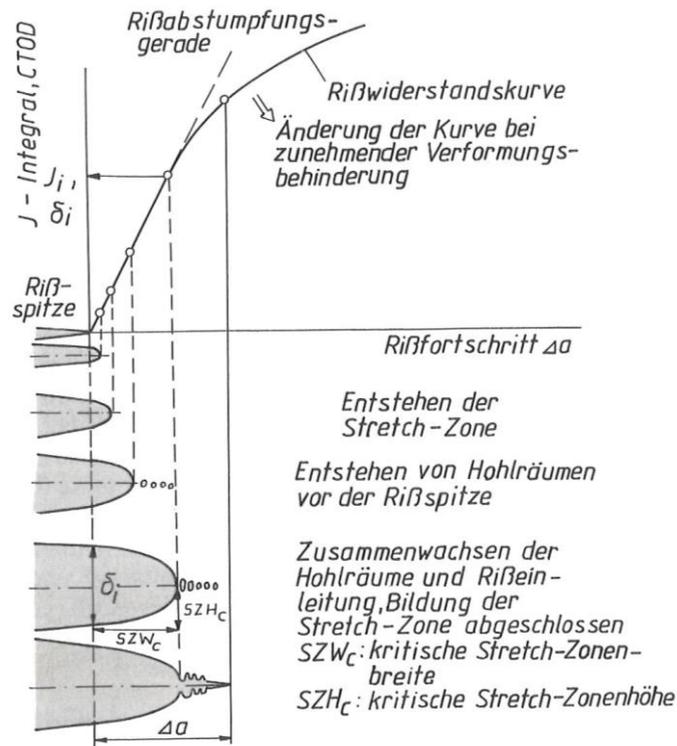


Abb. 206: Risswiderstandskurve $J(\Delta a)$ mit den Veränderungen an der Risspitze aus [81]

Die Rissinitiierungszähigkeit J_i (bzw. daraus abgeleitet $K_{J_{Ic}}$) gilt als reiner Materialkennwert, unabhängig von der Bauteildicke. Der Wert K_{Ic} (Bruchzähigkeit bei sprödem Versagen) weist eine gewisse Abhängigkeit zur Länge der Rissfront auf. Bei einem Durchriss entspricht die Länge der Rissfront im Prinzip der Bauteildicke. Dieser Zusammenhang kann mit der sogenannten weakest-link Theorie bewertet werden. Je länger die Rissfront ist, desto wahrscheinlicher ist es, dass eine lokale Schwachstelle entlang der Rissfront vorhanden ist und einen Spröbruch auslöst. K_{Ic} wird daher meist für eine Rissfrontlänge von 25 mm angegeben.

Für die Beurteilung von Rissen in Stahlbrücken ist in jedem Fall von den tiefen möglichen Temperaturen auszugehen, in Österreich ca. -30°C (inkl. Strahlungsverluste). In dieser Arbeit wird daher konservativ die Verwendung der unteren Grenzwerte K_{Ic} bzw. $K_{J_{Ic}}$ empfohlen (vgl. Abb. 205), auch wenn Laborversuche zur Bruchzähigkeit bei -30°C ein duktiler Rissverhalten zeigen. Die konservative Annahme der Bruchzähigkeit kann dann als „stille Sicherheitsreserve“ betrachtet werden.

- **Bruchzähigkeit der Referenzbrücke:**

In [2] wurden Bruchzähigkeitswerte für die Referenzbrücke bestimmt. Diese werden im Folgenden kurz dargestellt. Die Versuchsdurchführung erfolgte durch das Fraunhofer-Institut für Werkstoffmechanik in Freiburg/Deutschland, unter der Federführung von Dr. Siegele und Dr. Varfolomeev. Hervorzuheben ist, dass die Bruchzähigkeit, neben dem Grundmaterial, auch für die Wärmeeinflusszone bestimmt wurde. Darüber hinaus wurden die Bruchzähigkeitskennwerte auch bei sehr hoher Belastungsgeschwindigkeit (Vorgabe einer Dehnrates von $\dot{\epsilon} = 0,005$ [1/s], wie bei einer Schnellzugüberfahrt für lokale Bauteile zu erwarten) sowie bei tiefer Temperatur (-30°C) bestimmt. Dies ermöglichte einen einfachen Vergleich der wesentlichen Einflussfaktoren auf die Bruchzähigkeit. Die Versuche ergaben Bruchzähigkeitswerte zwischen $185,6$ und $257,1$ $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$ (vgl. Tab. 30). Interessant ist, dass der niedrigste gemessene Wert von $K_{JIC} = 185,6$ $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$ im Grundmaterial und bei Raumtemperatur gemessen wurde, bei den vermeintlich günstigsten Randbedingungen. Die übrigen Versuche führten zu höheren Bruchzähigkeitswerten. Insgesamt wurden 15 Bruchzähigkeitswerte ermittelt. Die gemessenen Werte entsprechen eher dem oberen Ende der Literaturangaben (vgl. nächster Punkt) und sind deutlich höher als der in der FKM Richtlinie [77] angegebene untere Grenzwert von 20 $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$.

Wie in Abschnitt 6.10 noch gezeigt wird, ist der konkrete Wert der Bruchzähigkeit jedoch nur von untergeordneter Bedeutung für die berechnete Restlebensdauer, da die meisten Lastwechsel möglich sind, wenn der Riss noch relativ klein ist.

Tab. 30: Bruchzähigkeitswerte der Referenzbrücke aus [2]

Proben-Nr.	Werkstoffzone*	Temperatur	Belastungs- geschwindigkeit	K_{JIC} [MPa√m]
ANA 4 CK EK G3	GW	RT	quasi statisch	221,0
ANA 5 CK AT G1	GW	RT	quasi statisch	210,9
ANA 5 CK BK G1	GW	RT	quasi statisch	185,6
ANA 5 CK AT G2	GW	-30°C	quasi statisch	255,3
ANA 5 CK BK G2	GW	-30°C	quasi statisch	196,2
ANA 4 CK HK G2	GW	-30°C	quasi statisch	239,4
ANA 5 CK AT W1	WEZ	-30°C	quasi statisch	246,4
ANA 5 CK BK W1	WEZ	-30°C	quasi statisch	188,2
ANA 4 CK GK W2	WEZ	-30°C	quasi statisch	217,7
ANA 5 CY CK G2	GW	-30°C	hoch**	217,8
ANA 5 CY CT G4	GW	-30°C	hoch**	246,6
ANA S4 CR LK G1	GW	-30°C	hoch**	248,7
ANA 5 CY BK W2	WEZ	-30°C	hoch**	245,9
ANA 5 CY CT W1	WEZ	-30°C	hoch**	226,3
ANA S4 CY IK W1	WEZ	-30°C	hoch**	257,1

* GW = Grundwerkstoff, WEZ = Wärmeeinflusszone

** $\dot{\epsilon} = 0,005$ [1/s]

- **Zusammenfassung einiger Literaturangaben zur Bruchzähigkeit:**

Die allgemeinen Literaturangaben zur Bruchzähigkeit K_{Ic} bewegen sich in einem Bereich von 20 bis ca. 250 MPa√m. Üblicherweise wird als Einheit entweder MPa√m oder in Nmm^{-3/2} angegeben, wobei MPa√m mit dem Faktor √1000 in Nmm^{-3/2} umgerechnet werden kann (z. B. 250 MPa√m = 250 · √1000 = 7906 Nmm^{-3/2}).

In der FKM Richtlinie [77] und in [90] wird $K_{Ic} = 20$ MPa√m als sehr konservative, untere Grenze der Bruchzähigkeit angegeben. Allerdings wird dieser niedrige Wert nur empfohlen, wenn weder Bruchzähigkeits- noch Kerbschlagarbeitsdaten vorhanden sind. Da Daten zur Kerbschlagarbeit, im Gegensatz zu Bruchzähigkeitskennwerten, häufig vorhanden sind bzw. leichter ermittelt werden können, werden in der Literatur Korrelationen zwischen Bruchzähigkeit und Kerbschlagarbeit angeführt. Am Ende dieses Abschnitts werden zwei gängige Korrelationsbeziehungen gezeigt, die auch in der FKM Richtlinie angeführt sind.

Viele Bruchzähigkeitswerte basieren auf Untersuchungen von Michael F. Ashby. In der FKM Richtlinie wird K_{Ic} in einem eher „groben Diagramm“ von Ashby [91], in Abhängigkeit der Dehngrenze, für unterschiedliche Materialien angegeben (vgl. Abb. 207). Hier kann man für Stahl, mit einer Streck- bzw. Fließgrenze von 355 MPa, in etwa 65 – 250 $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$ ablesen. Abb. 208 zeigt das originale Diagramm von Ashby [91], wo ein Bereich von etwa 60 – 220 $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$ für $\sigma_y = 355 \text{ MPa}$ eingetragen ist. In den Büchern [92] und [93] schreibt Ashby von $K_{Ic} = 140 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ für „mild steels“, mit einer Streckgrenze von 220 MPa. In einem neueren Buch von Ashby [94] wird K_{Ic} für „low carbon steels“ mit 41 – 82 $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$ und für „low alloy steels“ mit 14 – 200 $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$ angegeben. Dietmar Gross gibt in [95] für Baustähle und $f_y < 500 \text{ N/mm}^2$ einen Bereich von $K_{Ic} = 1000 - 4000 \text{ N/mm}^{3/2}$ an. Dies entspricht 31,6 – 126,5 $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$. In [96] wird die Bruchzähigkeit von St. 52.3 (Altbezeichnung für Stahl S355), in Abhängigkeit der Temperatur, über einen Temperaturbereich von -200°C bis -100°C angegeben. Bei -200°C beträgt $K_{Ic} = 47 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$, bei -150°C $K_{Ic} = 63 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ und bei -100°C $K_{Ic} = 105 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$. In [97] wird für „medium carbon steels“, mit einer Fließgrenze von 260 MPa, eine Bruchzähigkeit von $K_{Ic} = 54 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ angegeben.

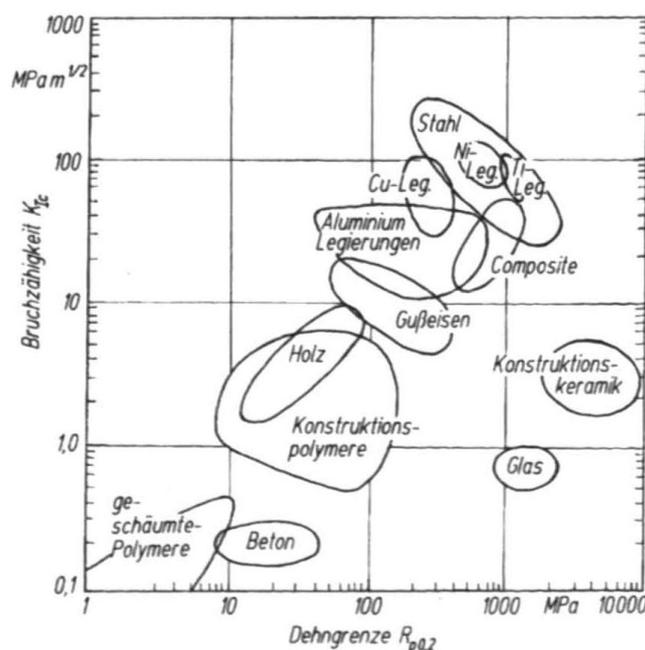


Abb. 207: Bruchzähigkeitswerte verschiedener Werkstoffgruppen aus [77], basierend auf [91]

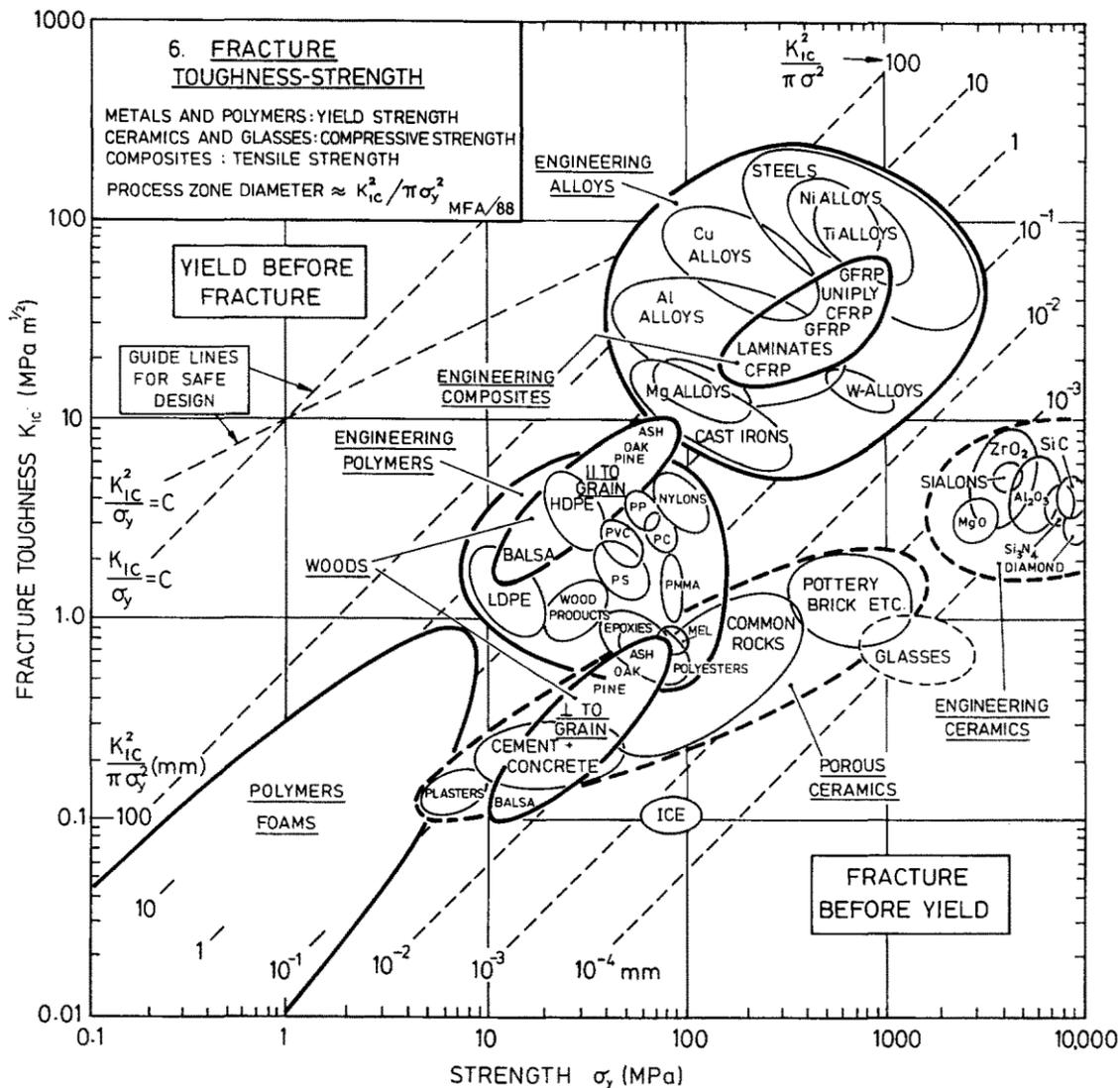


Fig. 10. Chart 6: Fracture-toughness, K_{Ic} , plotted against strength, σ_y . The contours show the value of $K_{Ic}^2 / \pi \sigma_y^2$ —roughly, the diameter of the process-zone at a crack tip (units: mm). The guide lines of constant K_{Ic} / σ_y and K_{Ic}^2 / σ_y^2 are used in yield-before-break and leak-before-break design.

Abb. 208: Bruchzähigkeitswerte verschiedener Werkstoffgruppen, aus [91]

- **Korrelation zwischen Bruchzähigkeit und Kerbschlagarbeit:**

Die Kerbschlagarbeit als Maß für die Zähigkeit ist relativ einfach zu bestimmen und hat sich traditionell im Stahlbau durchgesetzt. Die Kerbschlagarbeit A_v (in der FKM Richtlinie [77] mit KV bezeichnet) gibt Auskunft über die Zähigkeit des Stahls bei verschiedenen Temperaturen und wird auch im Eurocode verwendet, um eine ausreichende Sprödbrechtsicherheit zu garantieren. Für die Beurteilung eines Risses ist jedoch nicht die „Kerbschlagzähigkeit“, sondern die Risszähigkeit maßgebend. Die Risszähigkeit ist im Labor deutlich aufwendiger zu bestimmen und wird daher nicht standardmäßig

angegeben. Korrelationen zwischen der Kerbschlagarbeit und der Risszähigkeit sind daher naheliegend. Dennoch unterscheiden sich die Laborversuche zur Ermittlung der Kerbschlagarbeit und der Risszähigkeit deutlich, da unterschiedliche Beanspruchungsverhältnisse vorliegen und dadurch völlig unterschiedliche Riss- und Bruchvorgänge getestet und beschrieben werden. Die Versuche unterscheiden sich, unter anderem in der Probengeometrie – Kerbe oder Riss – und der Belastungsgeschwindigkeit. Daher wird in der FKM Richtlinie [77] auch darauf hingewiesen, dass die verwendeten Korrelationsbeziehungen generell kritisch zu hinterfragen sind. Die in dieser Arbeit angeführten, gängigen Korrelationsbeziehungen wurden für moderne Stähle abgeleitet. Für älteren Stähle (Flussstähle oder älter) sind in der Literatur eigene Korrelationsbeziehungen zu finden (vgl. [98]).

Nachfolgend sind die Korrelationen in der Tieflage und im Übergangsbereich aus der FKM Richtlinie [77] angeführt. Welche Korrelation gewählt werden soll, hängt von den verfügbaren Kerbschlagarbeitsdaten ab. Ist die Kerbschlagarbeit bei der Einsatztemperatur geringer als 27 J, sollte die Korrelation in der Tieflage gewählt werden.

a) *Korrelation in der Tieflage*

$$K_{\text{mat}} \left[\text{MPa}\sqrt{\text{m}} \right] = \left(12\sqrt{\text{KV}} - 20 \right) \left(\frac{25}{B} \right)^{0,25} + 20 \quad \text{Gl. 74}$$

mit: Probendicke B in [mm]

Kerbschlagarbeit KV in [J], Mindestwert aus mind. 3 Charpy-V-Tests

Anm.: In [90] ist angegeben, dass diese Korrelation für die 5 % Perzentile der Bruchzähigkeit und KV = 27 J abgeleitet ist. Der Gültigkeitsbereich beträgt: 3 J < KV < 27 J. Bei KV = 3 J und B = 25 mm, ergibt sich für $K_{\text{mat}} = 20,7 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$. Bei KV = 27 J und B = 25 mm, ergibt sich $K_{\text{mat}} = 62,4 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$.

b) Korrelation im Übergangsbereich:

$$K_{\text{mat}} \left[\text{MPa}\sqrt{\text{m}} \right] = 20 + \left[11 + 77 \cdot e^{0,019(T-T_{27\text{J}}-3)} \right] \cdot \left(\frac{25}{B} \right)^{0,25} \cdot \left(\ln \frac{1}{1-P_f} \right)^{0,25} \quad \text{Gl. 75}$$

mit: Probedicke B in [mm]
 Einsatztemperatur T in [°C]
 $T_{27\text{J}}$ Temperatur in [°C] bei der KV = 27 J gilt
 Versagenswahrscheinlichkeit P_f

Anm.: Das Gleichsetzen von T und $T_{27\text{J}}$ sowie das Einsetzen von $P_f = 0,05$ und $B = 25$ mm ergibt $K_{\text{mat}} = 59,8 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$. Dies entspricht etwa dem Ergebnis von Gl. 74 bei KV = 27 J und $B = 25$ mm.

Abb. 209 zeigt den Zusammenhang der Risszähigkeit (J-Integral) und der Kerbschlagarbeit. Im Prinzip verlaufen beide Kurven ähnlich. Sie unterscheiden sich lediglich durch eine Temperaturverschiebung. Diese Korrelation wurde ursprünglich von Sanz veröffentlicht [99]. Im British Standard wird die zugehörige Temperaturverschiebung mit Gl. 76 angegeben, wobei T_0 die Temperatur ist, bei der $K_{\text{mat}} = 100 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ gilt. Die Standardabweichung der Temperaturverschiebung wird mit $\sigma = 15 \text{ °C}$ angegeben.

$$T_0 = T_{27\text{J}} - 18\text{°C} \quad \text{Gl. 76}$$

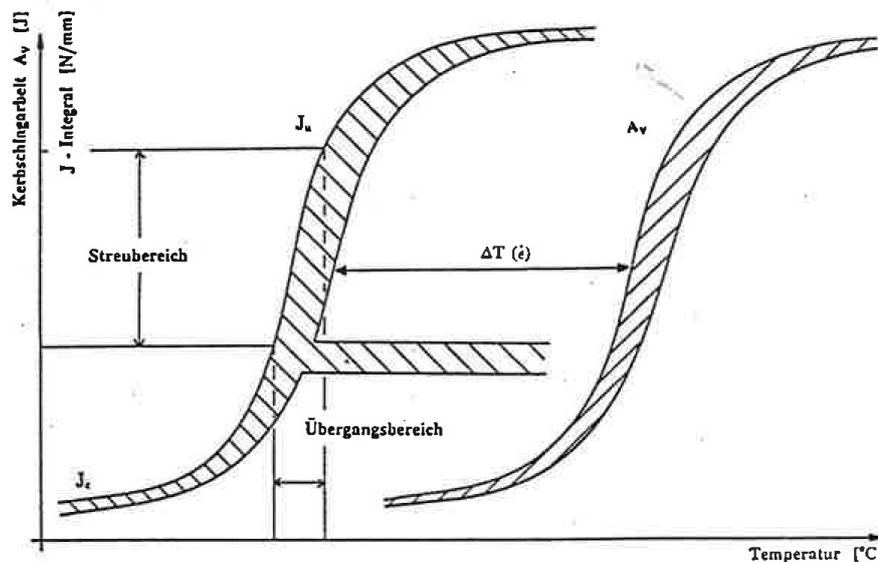


Abb. 209: Darstellung des J-Integrals (bzw. der Bruchzähigkeit) und der Kerbschlagarbeit in Abhängigkeit von der Temperatur, aus [51]

6.5 Erwartetes Risswachstum vor dem Quersteifenanschluss

Die Spannungskonzentration bei dem untersuchten Quersteifenanschluss ist am Schweißnahtübergang am größten, was bereits mit den Kerbspannungsberechnungen im vorigen Kapitel gezeigt werden konnte. Daher wird ein Ermüdungsriss auch am Schweißnahtübergang erwartet und nicht an der Schweißnahtwurzel. Dies wird auch durch eine groß angelegte Studie von J. W. Fisher et al. [76] bestätigt, in der unter anderem das Ermüdungsrissverhalten und die Ermüdungsfestigkeit von 44 Quersteifenanschlüssen untersucht wurde, die auch an den Gurten der I-Träger angeschweißt waren. Keiner der untersuchten Quersteifenanschlüsse versagte von der Schweißnahtwurzel aus. Die Risse bildeten sich in allen Fällen am Schweißnahtübergang. Das beobachtete Risswachstum ist in Abb. 210 schematisch und fotografisch dargestellt. Das oberste Teilbild („Stage 1“) zeigt den Beginn der Ermüdungsrissbildung. Anfänglich bilden sich an mikroskopischen Fehlstellen und sehr lokalen Spannungskonzentrationen, entlang der Schweißnaht, mehrerer Oberflächenrisse. Bei weiterer Ermüdungsbeanspruchung wachsen die Einzelrisse allmählich zu einem flachen (in der Modellvorstellung halb elliptischen) Oberflächenriss zusammen. Wächst dieser Riss weiter, entsteht ein Durchriss, wie im mittleren Teilbild („Stage 2“) dargestellt ist. Vor dem Durchriss reicht die Oberflächenlänge des Risses etwa über die gesamte Steifenbreite. Das unterste Teilbild zeigt das Ende des Ermüdungsversuches und die zugehörige

wird und diese lokal sehr begrenzt ist. Die vor dem Quersteifenanschluss beobachteten Risse lassen sich sehr gut mit einem scheibenförmigen Rissmodell eines halbelliptischen Oberflächenrisses beschreiben (vgl. Abb. 211). Daher wird in diesem Abschnitt gezeigt, wie der Spannungsintensitätsfaktor K und der Plastizierungsgrad des Ligaments L_r für einen halbelliptischen Oberflächenriss berechnet werden können. Als Ligament wird der ungerissene Restquerschnitt vor der Rissfront bezeichnet. Der Plastizierungsgrad des Ligaments wird für den Nachweis der maximalen, kritischen Rissgröße im FAD-Diagramm benötigt. Zur Berechnung des Plastizierungsgrad L_r , wird die Lösung von Sattari-Far und Dillström [88] in Abschnitt 6.6.3 angeführt.

Der Spannungsintensitätsfaktor kann für eine lineare Nennspannungsverteilung σ_m über die Querschnittsdicke (vgl. Abb. 211) beispielsweise mit der Lösung von Newman und Raju [100] berechnet werden, die in Abschnitt 6.6.1 angegeben ist und auch in der FKM Richtlinie [77] angeführt wird. Bei einem nichtlinearen Spannungsverlauf in Blechdickenrichtung, kann der Spannungsverlauf entweder durch eine Linearisierung vereinfacht werden (vgl. Abb. 213 a) oder es kann die Speziallösung von Shen, Plumtree und Glinka [101] für eine variable Spannungsverteilung verwendet werden (vgl. Abb. 212). Diese wird in Abschnitt 6.6.2 angeführt.

Viele Lösungen für K oder L_r in der Literatur gelten nur für lineare Spannungsverläufe. Bei einer nichtlinearen Spannungsverteilung über die Blechdicke ist daher zuerst oft eine Linearisierung des Spannungsverlaufes erforderlich. Abb. 213 zeigt die Grundlagen zur Spannungslinearisierung bei der Berechnung des Spannungsintensitätsfaktors K und des Plastizierungsgrades L_r . Die mit den durchgezogenen Linien dargestellten Spannungsverläufe sind die, im Bauteil tatsächlich vorhandenen Spannungsverteilungen. Die zugehörigen, strichliert dargestellten, linearen Spannungsverläufe sind als Nennspannung am bruchmechanischen Scheibenmodell anzusetzen (σ_m und σ_b in Abb. 211), um die entsprechenden Werte für K und L_r berechnen zu können. Bei der Berechnung des Spannungsintensitätsfaktors K ist nur die Spannungsverteilung im Bereich des Risses zur Ermittlung der linearen Nennspannungsverteilung im bruchmechanischen Scheibenmodell relevant. Zur Berechnung des Plastizierungsgrades L_r muss immer die gesamte Spannungsverteilung über die Blechdicke berücksichtigt werden (vgl. Abb. 213 b).

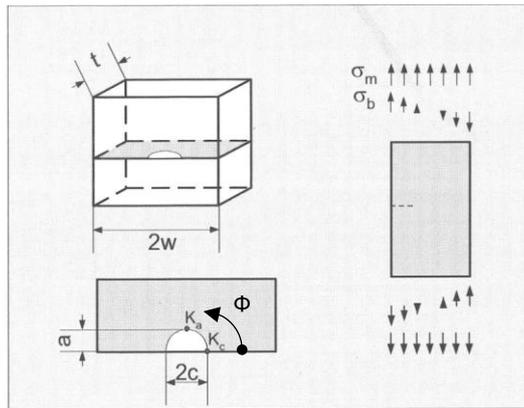


Abb. 211: Halbelliptischer Oberflächenriss mit linearer Spannungsverteilung, entnommen aus [77]

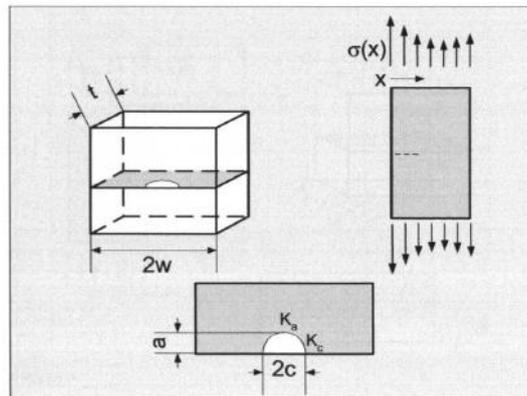


Abb. 212: Halbelliptischer Oberflächenriss mit beliebiger Spannungsverteilung, entnommen aus [77]

a) zur Berechnung von K

b) zur Berechnung von L_r

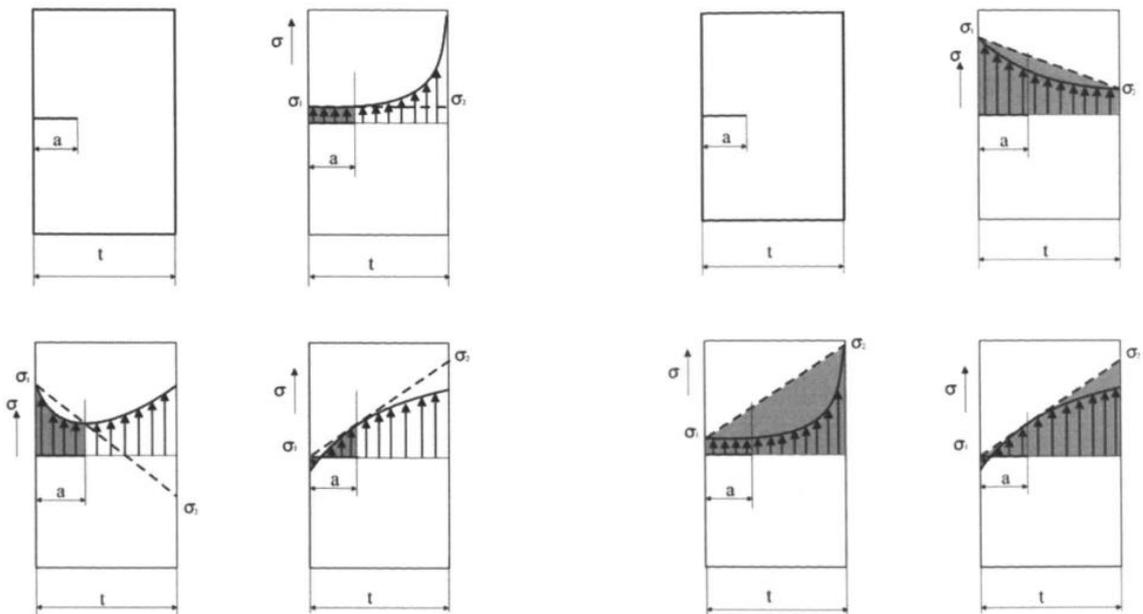


Abb. 213: konservative Linearisierung des Spannungsverlaufes zur Berechnung von a) K und b) L_r , entnommen aus [77]

6.6.1 Spannungsintensitätsfaktor K einer Scheibe unter Zug und Biegung

Die angeführte Lösung wurde von Newman und Raju [100] veröffentlicht und ist in der FKM Richtlinie [77] angegeben. Die Variablen entsprechen der Definition in Abb. 211 (K_a = SIF am Scheitel, K_c = SIF an den Oberflächenpunkten).

- Gültigkeitsbereich: $0 \leq \frac{a}{t} < 1$; $0 \leq \frac{a}{c} \leq 2$; $\frac{c}{w} < 0,5$

$$K_a = K \left(\phi = \frac{\pi}{2} \right) \quad \text{Gl. 77}$$

$$K_c = K(\phi = 0) \quad \text{Gl. 78}$$

$$K = (F_m \sigma_m + F_b \sigma_b) \sqrt{\frac{\pi a}{Q}} \quad \text{Gl. 79}$$

$$F_m = \left[M_1 + M_2 \left(\frac{a}{t} \right)^2 + M_3 \left(\frac{a}{t} \right)^4 \right] g f_\phi f_w \quad \text{Gl. 80}$$

$$F_b = F_m \left[H_1 + (H_2 - H_1) \sin^p \phi \right] \quad \text{Gl. 81}$$

$$f_w = \left[\cos \left(\frac{\pi c}{2w} \sqrt{\frac{a}{t}} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} \quad \text{Gl. 82}$$

- Für $\frac{a}{c} \leq 1$ gilt:

$$M_1 = 1,13 - 0,09 \frac{a}{c}; M_2 = -0,54 + \frac{0,89}{0,2 + \frac{a}{c}}; M_3 = 0,5 - \frac{1}{0,65 + \frac{a}{c}} + 14 \left(1 - \frac{a}{c} \right)^{24} \quad \text{Gl. 83}$$

$$g = 1 + \left[0,1 + 0,35 \left(\frac{a}{t} \right)^2 \right] (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{Gl. 84}$$

$$Q = 1 + 1,464 \left(\frac{a}{c} \right)^{1,65} \quad \text{Gl. 85}$$

$$f_\phi = \left(\sin^2 \phi + \frac{a^2}{c^2} \cos^2 \phi \right)^{\frac{1}{4}} \quad \text{Gl. 86}$$

$$p = 0,2 + \frac{a}{c} + 0,6 \frac{a}{t} \quad \text{Gl. 87}$$

$$H_1 = 1 - 0,34 \frac{a}{t} - 0,11 \frac{a}{c} \frac{a}{t} \quad \text{Gl. 88}$$

$$H_2 = 1 + \left(-1,22 - 0,12 \frac{a}{c} \right) \frac{a}{t} + \left[0,55 - 1,05 \left(\frac{a}{c} \right)^{0,75} + 0,47 \left(\frac{a}{c} \right)^{1,5} \right] \left(\frac{a}{t} \right)^2 \quad \text{Gl. 89}$$

- Für $\frac{a}{c} > 1$ gilt:

$$M_1 = \sqrt{\frac{c}{a}} \left(1 + 0,04 \frac{c}{a} \right); M_2 = 0,2 \left(\frac{c}{a} \right)^4; M_3 = -0,11 \left(\frac{c}{a} \right)^4 \quad \text{Gl. 90}$$

$$g = 1 + \left[0,1 + 0,35 \frac{c}{a} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \right] (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{Gl. 91}$$

$$Q = 1 + 1,464 \left(\frac{c}{a} \right)^{1,65} \quad \text{Gl. 92}$$

$$f_\phi = \left(\cos^2 \phi + \frac{c^2}{a^2} \sin^2 \phi \right)^{\frac{1}{4}} \quad \text{Gl. 93}$$

$$p = 0,2 + \frac{c}{a} + 0,6 \frac{a}{t} \quad \text{Gl. 94}$$

$$H_1 = 1 + \left(-0,04 - 0,41 \frac{c}{a} \right) \frac{a}{t} + \left[0,55 - 1,93 \left(\frac{c}{a} \right)^{0,75} + 1,38 \left(\frac{c}{a} \right)^{1,5} \right] \left(\frac{a}{t} \right)^2 \quad \text{Gl. 95}$$

$$H_2 = 1 + \left(-2,11 + 0,77 \frac{c}{a} \right) \frac{a}{t} + \left[0,55 - 0,72 \left(\frac{c}{a} \right)^{0,75} + 0,14 \left(\frac{c}{a} \right)^{1,5} \right] \left(\frac{a}{t} \right)^2 \quad \text{Gl. 96}$$

6.6.2 Spannungsintensitätsfaktor K einer Scheibe bei variabler Spannungsverteilung

Die angeführte Lösung wurde von Shen, Plumtree und Glinka [101] veröffentlicht und ist in der FKM Richtlinie [77] angegeben. Die Variablen entsprechen der Definition in Abb. 212 (K_a = SIF am Scheitel, K_c = SIF an den Oberflächenpunkten).

- Gültigkeitsbereich: $0 \leq \frac{a}{t} \leq 0,8$; $0 \leq \frac{a}{c} \leq 1$

$$K_a = \int_0^a \sigma(x) M_a(x, a) dx \quad \text{Gl. 97}$$

$$K_c = \int_0^a \sigma(x) M_c(x, a) dx \quad \text{Gl. 98}$$

$$M_a(x, a) = \frac{2}{\sqrt{2\pi(a-x)}} \left[1 + M_{1a} \left(1 - \frac{x}{a}\right)^{\frac{1}{2}} + M_{2a} \left(1 - \frac{x}{a}\right) + M_{3a} \left(1 - \frac{x}{a}\right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{Gl. 99}$$

$$M_c(x, a) = \frac{2}{\sqrt{\pi x}} \left[1 + M_{1c} \left(\frac{x}{a}\right)^{\frac{1}{2}} + M_{2c} \left(\frac{x}{a}\right) + M_{3c} \left(\frac{x}{a}\right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{Gl. 100}$$

$$M_{1a} = \frac{\pi}{\sqrt{2Q}} (4Y_0 - 6Y_1) - \frac{24}{5}; M_{2a} = 3; M_{3a} = 2 \left(\frac{\pi}{\sqrt{2Q}} Y_0 - M_{1a} - 4 \right) \quad \text{Gl. 101}$$

$$Y_0 = B_0 + B_1 \left(\frac{a}{t}\right)^2 + B_2 \left(\frac{a}{t}\right)^4; Y_1 = A_0 + A_1 \left(\frac{a}{t}\right)^2 + A_2 \left(\frac{a}{t}\right)^4 \quad \text{Gl. 102}$$

$$B_0 = 1,10190 - 0,019863 \left(\frac{a}{c}\right) - 0,043588 \left(\frac{a}{c}\right)^2 \quad \text{Gl. 103}$$

$$B_1 = 4,32489 - 14,9372 \left(\frac{a}{c}\right) + 19,4389 \left(\frac{a}{c}\right)^2 - 8,52318 \left(\frac{a}{c}\right)^3 \quad \text{Gl. 104}$$

$$B_2 = -3,03329 + 9,96083 \left(\frac{a}{c}\right) - 12,582 \left(\frac{a}{c}\right)^2 + 5,3462 \left(\frac{a}{c}\right)^3 \quad \text{Gl. 105}$$

$$A_0 = 0,456128 - 0,114206 \left(\frac{a}{c}\right)^2 - 0,046523 \left(\frac{a}{c}\right)^3 \quad \text{Gl. 106}$$

$$A_1 = 3,022 - 10,8679 \left(\frac{a}{c}\right) + 14,94 \left(\frac{a}{c}\right)^2 - 6,8537 \left(\frac{a}{c}\right)^3 \quad \text{Gl. 107}$$

$$A_2 = -2,28655 + 7,88771 \left(\frac{a}{c}\right) - 11,0675 \left(\frac{a}{c}\right)^2 + 5,16354 \left(\frac{a}{c}\right)^3 \quad \text{Gl. 108}$$

$$M_{1c} = \frac{\pi}{\sqrt{4Q}} (30F_2 - 18F_1) - 8 \quad \text{Gl. 109}$$

$$M_{2c} = \frac{\pi}{\sqrt{4Q}} (60F_1 - 90F_2) + 15 \quad \text{Gl. 110}$$

$$M_{3c} = -(1 + M_{1c} + M_{2c}) \quad \text{Gl. 111}$$

$$F_1 = \alpha \left(\frac{a}{c} \right)^\beta ; F_2 = \gamma \left(\frac{a}{c} \right)^\delta \quad \text{Gl. 112}$$

$$\alpha = 1,14326 + 0,0175996 \left(\frac{a}{t} \right) + 0,501001 \left(\frac{a}{t} \right)^2 \quad \text{Gl. 113}$$

$$\beta = 0,458320 - 0,102985 \left(\frac{a}{t} \right) - 0,398175 \left(\frac{a}{t} \right)^2 \quad \text{Gl. 114}$$

$$\gamma = 0,976770 - 0,131975 \left(\frac{a}{t} \right) + 0,484875 \left(\frac{a}{t} \right)^2 \quad \text{Gl. 115}$$

$$\delta = 0,448863 - 0,173295 \left(\frac{a}{t} \right) - 0,267775 \left(\frac{a}{t} \right)^2 \quad \text{Gl. 116}$$

$$Q = 1 + 1,464 \left(\frac{a}{c} \right)^{1,65} \quad \text{Gl. 117}$$

6.6.3 Plastizierungsgrad L_r

Die angeführte Lösung wurde von Sattari-Far und Dillström [88] veröffentlicht und ist in der FKM Richtlinie [77] angegeben. Die Variablen entsprechen der Definition in Abb. 211.

- Gültigkeitsbereich: $0 \leq \frac{a}{t} \leq 0,8$; $0 \leq \frac{a}{c} \leq 1$; $w > c + t$

$$L_r = \frac{(1-\xi)^{1,58} \frac{\sigma_b}{3} + \sqrt{(1-\xi)^{3,16} \frac{\sigma_b^2}{9} + (1-\xi)^{3,14} \sigma_m^2}}{(1-\xi)^2 f_y} \quad \text{Gl. 118}$$

$$\xi = \frac{ac}{t(t+c)}$$

Gl. 119

6.7 Berücksichtigung der Spannungskonzentration vor dem Quersteifenanschluss

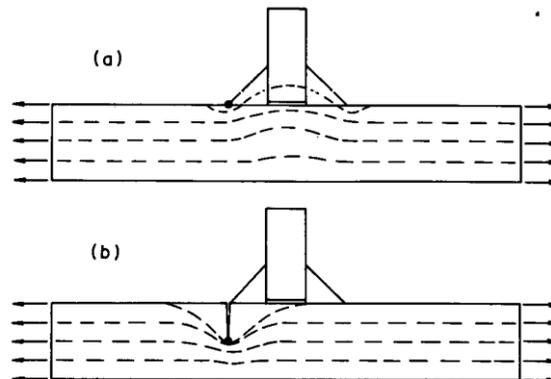


Abb. 214: Spannungskonzentration vor einem Quersteifenanschluss, entnommen aus [76]

Vor dem Anschluss einer Quersteife, bildet sich am Schweißnahtübergang eine Spannungskonzentration (vgl. Abb. 214 a). Ermüdungsrisswachstum startet häufig an Stellen mit einer hohen Spannungskonzentration, wodurch die Beanspruchung der Risspitze auch von der Spannungskonzentration beeinflusst wird. Die Erhöhung des Spannungsintensitätsfaktors K , in Bezug auf die einfache Scheibenlösung, kann dabei mit dem Faktor M_k beschrieben werden, der von der Rissgröße abhängig ist (Gl. 121). Je tiefer der Riss ist (vgl. Abb. 214 b), desto geringer wird der Einfluss der Spannungskonzentration an der Oberfläche. Dies wird im Folgenden dargestellt.

$$K = M_k \cdot \sigma \sqrt{\pi a} \cdot Y \quad \text{Gl. 120}$$

In der Literatur findet man analytische Lösung für M_k , wie beispielsweise von Hobbacher [102] (Gl. 121), die auch in der FKM Richtlinie [77] angeführt wird. Diese Lösung hat jedoch den Nachteil, dass sie nur an einem 2D FE-Modell abgeleitet wurde (vgl. Abb. 215) und bei einem halbelliptischen Oberflächenriss nicht klar ist, wie die Erhöhung des Spannungsintensitätsfaktors an der Bauteiloberfläche K_c berücksichtigt werden muss.

Im BS 7910 [59] werden weitere Literaturquellen für M_k angeführt, wie beispielsweise Bowness und Lee in [103], wo separate Lösungen für die Erhöhung von K_a und K_c mit

räumlichen FE-Berechnungen abgeleitet wurden (vgl. Abb. 216). Die Erhöhungsfaktoren aus [103] für Zugmembranspannungen (Index m) sind in Gl. 122 und Gl. 123 angeführt. Die zugehörigen Parameterdefinitionen sind in Abb. 217 dargestellt. Der Parameter θ ist in Gl. 122 und Gl. 123 in Radiant einzusetzen. Gl. 122 und Gl. 123 gelten für scharfe Schweißnahtübergänge, mit einem Radius $\rho / T < 0,1$. Im Folgenden wird für $M_{k_{ma}}$ (Gl. 122) die Bezeichnung M_{ka} , für $M_{k_{mc}}$ (Gl. 123) die Bezeichnung M_{kc} verwendet. In [103] sind auch M_k -Faktoren für Biegespannungen sowie für größere Übergangsradien beschliffener Schweißnähte angegeben.

Abb. 218 zeigt einen Vergleich der Erhöhungsfaktoren M_k , M_{ka} und M_{kc} für einen Quersteifenanschluss mit den Abmessungen $t = 12$ mm, $t_1 = 8$ mm, $H = W = 5$ mm und $\theta = 45^\circ$ (vgl. Abb. 215). Das a/c Verhältnis des halb elliptischen Oberflächenrisses wurde mit 0,15; 0,4 und 1,0 variiert. Der Parameter c hat für die Ermittlung von M_k (Gl. 121) keinen Einfluss, aber auch für M_{ka} (Gl. 122) ist der Einfluss von c im untersuchten Fall nur sehr gering. Dies erkennt man an den grafischen Verläufen, dargestellt in Abb. 218. Darüber hinaus zeigt sich, dass der Einfluss des Quersteifenanschlusses für den Spannungserhöhungsfaktor M_{ka} (am Scheitelpunkt des halb elliptischen Oberflächenrisses) im untersuchten Fall nur bis zu einer Risttiefe von etwa 20 % der Blechdicke reicht (vgl. Abb. 218). Der BS 7910 [59] gibt hier allgemein einen Wert von 30 % der Blechdicke an. M_{kc} (Gl. 123) ist, unabhängig von der Risttiefe, immer $M_{kc} \geq 1,0$, d. h. der Spannungsintensitätsfaktor der Scheibenlösung an der Oberfläche K_c muss aufgrund des Einflusses des Quersteifenanschlusses immer erhöht werden. Dies hat zur Folge, dass die Oberflächenlänge eines halb elliptischen Oberflächenrisses, unabhängig von der Risttiefe, vor einer Quersteife immer schneller wächst als in einer Scheibe ohne Quersteifenanschluss.

Alternativ kann der Spannungsintensitätsfaktor für jeden beliebigen Fall auch direkt mit einer FE-Rechnung bestimmt werden. Dies ist jedoch in den meisten Fällen nicht erforderlich, da Scheibenlösungen mit den entsprechenden Erhöhungsfaktoren deutlich einfacher zu verwenden sind und sehr gute Ergebnisse liefern.

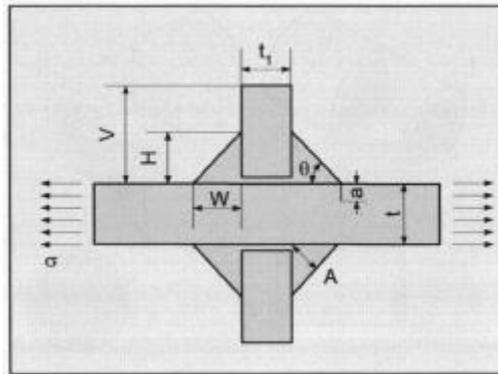


Abb. 215: Parameterdefinition zur Berechnung von M_k , entnommen aus [77]

$$M_k = C \left(\frac{a}{t} \right)^k \geq 1,0 \quad \text{Gl. 121}$$

mit:
$$C = 0,8068 - 0,1554 \frac{H}{t} + 0,0429 \left(\frac{H}{t} \right)^2 + 0,0794 \frac{W}{t}$$

$$k = -0,1993 - 0,1839 \frac{H}{t} + 0,0495 \left(\frac{H}{t} \right)^2 + 0,0815 \frac{W}{t}$$

- Gültigkeitsbereich: $0,2 \leq \frac{H}{t} \leq 1$; $0,2 \leq \frac{W}{t} \leq 1$; $15^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$; $0,175 \leq \frac{A}{t} \leq 0,72$; $0,125 \leq \frac{t_1}{t} \leq 2$

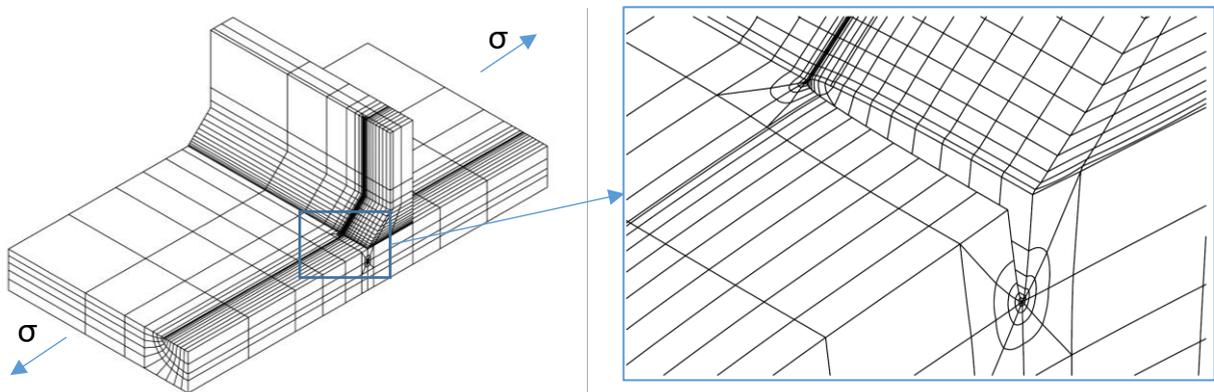


Abb. 216: räumliches FE-Modell zur separaten Berechnung des Erhöhungsfaktors für K_a und K_c , entnommen aus [103], mit Anmerkungen

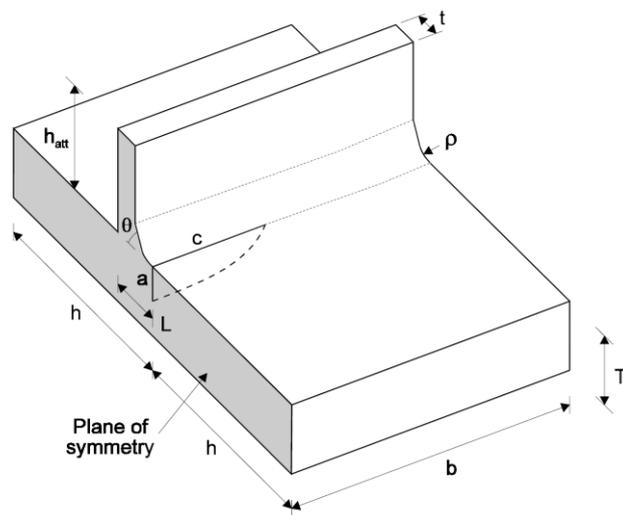


Abb. 217: Parameterdefinition zur Berechnung von M_{ka} und M_{kc} , entnommen aus [103]

- Gültigkeitsbereich für Gl. 122 und Gl. 123 (Achtung: hier entspricht $T = t$):

$$0,005 \leq \frac{a}{T} \leq 1,0$$

$$0,1 \leq \frac{a}{c} \leq 1,0$$

$$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$$

$$30^\circ \leq \theta \leq 75^\circ \text{ (wenn } 0,5 \leq \frac{L}{T} \leq 1,25 \text{)}$$

$$0,5 \leq \frac{L}{T} \text{ (wenn } \frac{L}{T} \geq 2,75 \text{ sollte mit } \frac{L}{T} = 2,75 \text{ gerechnet werden)}$$

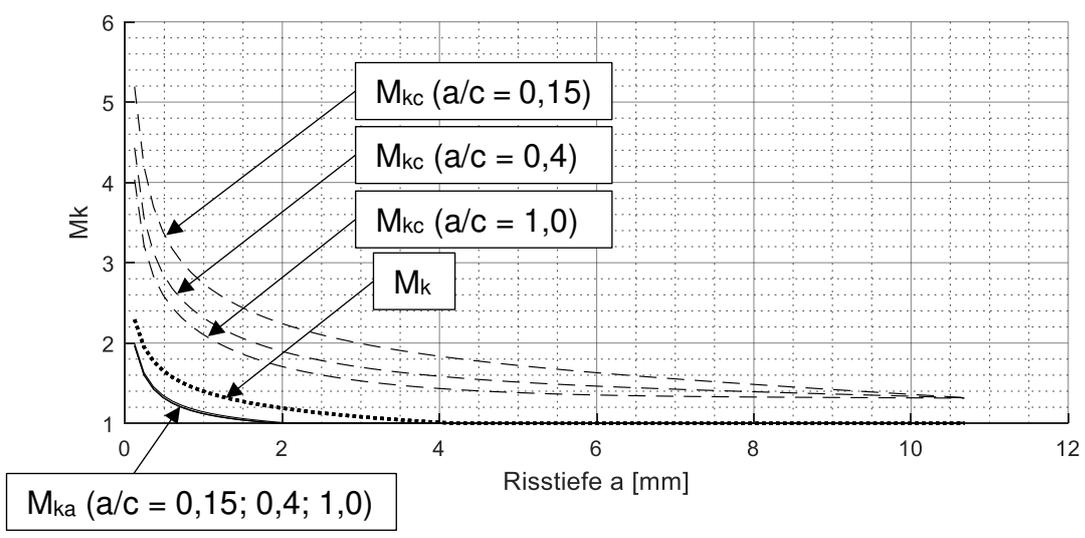


Abb. 218: Vergleich von M_k , M_{ka} und M_{kc} für einen Quersteifenanschluss (Abmessungen gemäß Abb. 215: $t = 12 \text{ mm}$, $t_1 = 8 \text{ mm}$, $H = W = 5 \text{ mm}$ und $\theta = 45^\circ$)

$$Mk_{ma} = f_1\left(\frac{a}{T}, \frac{a}{c}\right) + f_2\left(\frac{a}{T}, \theta\right) + f_3\left(\frac{a}{T}, \theta, \frac{L}{T}\right)$$

Gl. 122

where

$$f_1\left(\frac{a}{T}, \frac{a}{c}\right) = 0.43358 \left(\frac{a}{T}\right)^{\left[A_1 + \left(A_2 \left(\frac{a}{T}\right)\right)^{A_3}\right]} + 0.93163 \exp\left[\left(\frac{a}{T}\right)^{-0.050966}\right] + A_4$$

$$A_1 = -1.0343(a/c)^2 - 0.15657(a/c) + 1.3409$$

$$A_2 = 1.3218(a/c)^{-0.61153}$$

$$A_3 = -0.87238(a/c) + 1.2788$$

$$A_4 = -0.46190(a/c)^3 + 0.67090(a/c)^2 - 0.37571(a/c) + 4.6511$$

$$f_2\left(\frac{a}{T}, \theta\right) = A_5 \left[1 - \left(\frac{a}{T}\right)\right]^{A_6} + A_7 \left(\frac{a}{T}\right)^{-0.10740 \left(\frac{a}{T}\right)}$$

$$A_5 = -0.00038737\theta^2 + 0.64771\theta - 0.72368$$

$$A_6 = 0.24183\theta + 176.23$$

$$A_7 = -0.00027743\theta + 2.8143$$

$$f_3\left(\frac{a}{T}, \theta, \frac{L}{T}\right) = A_8 \left(\frac{a}{T}\right)^{\left(A_9\theta^2 + A_{10}\theta + A_{11}\right)} + A_{12} \left(\frac{a}{T}\right)^{A_{13}} + \left[A_{14} \left(\frac{a}{T}\right)^2 + A_{15} \left(\frac{a}{T}\right) + A_{16} \right]$$

$$A_8 = -0.082502\theta^2 + 0.0084862\theta + 0.38417$$

$$A_9 = 0.010766(L/T)^3 - 0.060159(L/T)^2 + 0.13667(L/T) - 0.023400$$

$$A_{10} = -0.028378(L/T)^3 + 0.16489(L/T)^2 - 0.35584(L/T) - 0.00024554$$

$$A_{11} = -0.0015061(L/T)^2 + 0.023369(L/T) - 0.23124$$

$$A_{12} = 0.051554\theta^2 + 0.025447\theta + 1.8975$$

$$A_{13} = -0.12914\theta^2 + 0.21863\theta + 0.13798$$

$$A_{14} = -0.20136(L/T)^2 + 0.93311(L/T) - 0.41496$$

$$A_{15} = 0.20188(L/T)^2 - 0.97857(L/T) + 0.068225$$

$$A_{16} = -0.027338(L/T)^2 + 0.12551(L/T) - 11.218$$

- Anm.: Auszug aus [103]

$$Mk_{mc} = f_1\left(\frac{a}{T}, \frac{c}{a}, \frac{L}{T}\right) f_2\left(\frac{a}{T}, \frac{a}{c}, \theta\right) f_3\left(\frac{a}{T}, \frac{a}{c}, \theta, \frac{L}{T}\right)$$

Gl. 123

where

$$f_1\left(\frac{a}{T}, \frac{c}{a}, \frac{L}{T}\right) = A_1 \left(\frac{a}{T}\right)^{\left[A_2\left(\frac{c}{a}\right)^2 + A_3\left(\frac{c}{a}\right) + A_4\right]} + A_5 \left[1 - \left(\frac{a}{T}\right)\right]^{\left[A_6\left(\frac{c}{a}\right)^2 + A_7\left(\frac{c}{a}\right) + A_8\right]}$$

$$A_1 = 0.0078157(c/a)^2 - 0.070664(c/a) + 1.8508$$

$$A_2 = -0.000054546(L/T)^2 + 0.00013651(L/T) - 0.00047844$$

$$A_3 = 0.00049192(L/T)^2 - 0.0013595(L/T) + 0.011400$$

$$A_4 = 0.0071654(L/T)^2 - 0.033399(L/T) - 0.25064$$

$$A_5 = -0.018640(c/a)^2 + 0.24311(c/a) - 1.7644$$

$$A_6 = -0.0016713(L/T)^2 + 0.0090620(L/T) - 0.016479$$

$$A_7 = -0.0031615(L/T)^2 - 0.010944(L/T) + 0.13967$$

$$A_8 = -0.045206(L/T)^3 + 0.32380(L/T)^2 - 0.68935(L/T) + 1.4954$$

$$f_2\left(\frac{a}{T}, \frac{a}{c}, \theta\right) = \left[A_9\left(\frac{a}{c}\right)^2 + A_{10}\left(\frac{a}{c}\right) + A_{11}\right] \left(\frac{a}{T}\right)^{A_{12}} + A_{13} \left[1 - \left(\frac{a}{T}\right)\right]^{A_{14}}$$

$$A_9 = 0.15209\theta^2 + 0.0029155\theta - 0.38250$$

$$A_{10} = -0.24523\theta^2 + 0.0013244\theta + 0.50434$$

$$A_{11} = -0.64023\theta^2 + 2.2642\theta + 0.25959$$

$$A_{12} = -0.25473(a/c)^2 + 0.40928(a/c) + 0.0021892$$

$$A_{13} = -0.11458\theta^2 + 0.72927\theta - 0.22760$$

$$A_{14} = 37.423(a/c)^2 - 15.741(a/c) + 64.903$$

$$f_3\left(\frac{a}{T}, \frac{a}{c}, \theta, \frac{L}{T}\right) = \left[A_{15}\theta^2 + A_{16}\theta + A_{17}\right] \left(\frac{a}{T}\right)^{A_{18}} + \left[A_{19}\theta^2 + A_{20}\theta + A_{21}\right] \exp\left[\left(\frac{a}{T}\right)^{\left[A_{22}\theta^2 + A_{23}\theta + A_{24}\right]}\right]$$

$$A_{15} = -0.14475(L/T)^2 + 0.51648(L/T) - 0.18189$$

$$A_{16} = 0.34950(L/T)^2 - 1.3069(L/T) + 1.0641$$

$$A_{17} = -0.10553(L/T)^3 + 0.41373(L/T)^2 - 0.38632(L/T) - 1.9885$$

$$A_{18} = 1.8225\theta^2 - 4.5008\theta + 3.1650$$

$$A_{19} = 0.041574(L/T)^2 - 0.16138(L/T) + 0.14184$$

$$A_{20} = -0.098912(L/T)^2 + 0.39688(L/T) - 0.58821$$

$$A_{21} = 0.043891(L/T)^3 - 0.19694(L/T)^2 + 0.23516(L/T) + 0.97585$$

$$A_{22} = -0.046138(a/c)^2 - 0.12171(a/c) + 1.6277$$

$$A_{23} = 0.088591(a/c)^2 + 0.27816(a/c) - 4.0124$$

$$A_{24} = -0.052530(a/c)^2 - 0.13902(a/c) + 2.6646$$

- Anm.: Auszug aus [103]

6.8 Berücksichtigung von Eigenspannungen

Da viele ermüdungskritische Bauteildetails geschweißt sind, ist grundsätzlich von sehr hohen Zugeigenspannungen im Bereich der Schweißnaht auszugehen. Darüber hinaus können Eigenspannungen an Bestandsbrücken nur sehr schwer zutreffend bestimmt werden (vgl. Abschnitt 3.3.2). Dieser Abschnitt zeigt einen praktischen Weg, wie mit der Problematik der Eigenspannungen beim bruchmechanischen Restlebensdauernachweis geschweißter Bauteildetails umgegangen werden kann. Dabei ist grundsätzlich zwischen dem Traglastnachweis bei einer Grenzbeanspruchung (Bestimmung der maximalen, kritischen Risslänge) und dem Restlebensdauernachweis bei einer Ermüdungsbeanspruchung zu unterscheiden.

Abschließend werden in Abschnitt 6.8.4 kurz die Hintergründe der Eigenspannungsannahmen der Bruchmechanikberechnungen im Eurocode 1993-1-10 [104] angeführt.

6.8.1 Traglastnachweis bei einer statischen Grenzbeanspruchung

Die zentrale Frage ob, Eigenspannungen beim Tragsicherheitsnachweis relevant sind, ist, ob Spröbruchgefahr besteht oder nicht. Dies wird auch im Hintergrunddokument [105] zum Eurocode 1993-1-10 [104] dargestellt (vgl. Abb. 219). Die Berücksichtigung von Eigenspannungen im Traglastnachweis ist demnach nur bei Spröbruchgefahr erforderlich. Ein Spröbruch findet vor dem Fließen des Nettoquerschnitts statt. Im Gegensatz dazu, können Eigenspannungen im Traglastnachweis vernachlässigt werden, wenn sichergestellt werden kann, dass Risswachstum erst nach dem Fließen des Nettoquerschnitts beginnt. In diesem Fall können vorhandene Eigenspannungen „herausplastizieren“.

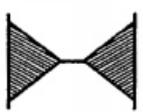
Yielding pattern	Failure Mode	Design values
	brittle fracture <u>before</u> net-section yielding	applied stress distribution in the net section + residual stresses + restraints
	ductile fracture <u>with or after</u> net-section yielding	applied nominal stress distribution in the net section

Abb. 219: Definition des Versagensmodus und anzusetzende Spannungen, entnommen aus [105]

Das FAD-Diagramm (vgl. Abschnitt 6.2) zeigt an, ob bei gegebener Riss- und Bauteilgeometrie, Risszähigkeit und Belastung mit einem Spröbruch gerechnet werden muss. Damit wird auch die Frage beantwortet, ob Eigenspannungen im Tragsicherheitsnachweis berücksichtigt werden müssen. Die zugehörige Vorgehensweise wird im Folgenden kurz erläutert.

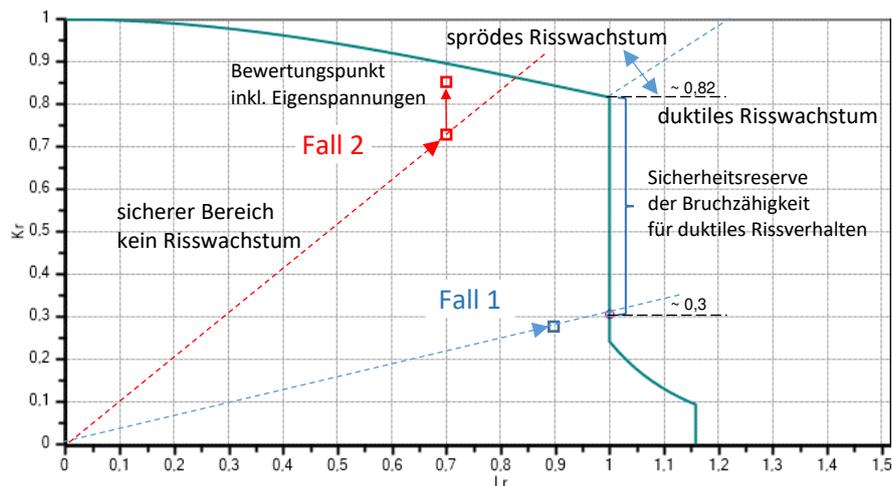


Abb. 220: Beurteilung FAD-Diagramm; Überprüfung ob Eigenspannungen berücksichtigt werden müssen oder nicht

Zuerst muss der Bewertungspunkt (ohne die Berücksichtigung von Eigenspannungen) im FAD-Diagramm eingetragen werden. In Abb. 220 sind beispielhaft zwei unterschiedliche Fälle dargestellt, wobei beide Fälle als sicher einzustufen sind.

- Bei Fall 1 müssen keine Eigenspannungen berücksichtigt werden, da die Verlängerung des Vektors vom Ursprung zum Bewertungspunkt die Grenzkurve bei $L_r \geq 1$ schneidet. Dies zeigt ein duktiles Risswachstum an, wenn die Belastung so weit gesteigert werden würde, dass die Grenzkurve erreicht oder überschritten wird. Da keine Spröbruchgefahr besteht, müssen keine Eigenspannungen angesetzt werden. Im Tragsicherheitsnachweis kann die volle Fließgrenze im Nettoquerschnitt ausgenutzt werden, auch wenn der Bewertungspunkt dann außerhalb der Grenzkurve liegt und mit einem begrenzten duktilen Risswachstum (Abstumpfen der Rissspitzen) zu rechnen ist. Der Schnittpunkt mit der Grenzkurve zeigt zudem die „Sicherheitsreserve der Bruchzähigkeit für duktiles Rissverhalten“ an. In diesem Fall könnte die Bruchzähigkeit um den Faktor $0,82 / 0,3 = 2,7$ geringer sein und sprödes Versagen könnte noch immer ausgeschlossen werden.

- Bei Fall 2 schneidet der Vektor vom Ursprung zum Bewertungspunkt (bzw. dessen Verlängerung) die Grenzkurve bei $L_r < 1$. In diesem Fall sind zusätzlich Eigenspannungen zu berücksichtigen. Der Bewertungspunkt verschiebt sich durch Zugeigenspannungen vertikal nach oben (vgl. Abschnitt 6.2). Liegt der Bewertungspunkt außerhalb der Grenzkurve und ist $L_r < 1$, ist mit sprödem Risswachstum zu rechnen. Im gezeigten Beispiel in Abb. 220 ist der Bewertungspunkt, aber trotz der Berücksichtigung von Eigenspannungen, innerhalb der Grenzkurve und der Bauteil ist daher als sicher einzustufen.

Sind Eigenspannungen zu berücksichtigen, bleibt die Frage, in welcher Höhe und mit welchem Verlauf über die Blechdicke Eigenspannungen anzunehmen sind. Im Eurocode 1993-1-10 [104], zur Vermeidung von Sprödbrüchen wird in Abschnitt 2.2 (1) (iii) eine „geeignete Annahme für Eigenspannungen“ gefordert. Es werden jedoch keine genaueren Hinweise zu den anzusetzenden Schweißeigenspannungen, bzw. deren Verlauf über die Blechdicke, bei den ermüdungskritischen Bauteildetails angegeben. Im British Standard [59] sind hingegen für viele Schweißdetails Referenzeigenspannungsverläufe angegeben. In Abschnitt 6.8.3 werden vorhandene Literaturquellen zum Eigenspannungsverlauf vor einem geschweißten Quersteifenanschluss angeführt. Zeigt, wie erläutert, das FAD-Diagramm ein gutmütiges, duktileres Bruchverhalten an, sind Eigenspannungen im Traglastnachweis nicht relevant und können vernachlässigt werden.

6.8.2 Ermittlung der Spannungsspielanzahl bei Ermüdungsbeanspruchung

Bei der Berechnung von Ermüdungsrisswachstum und damit der noch verfügbaren Spannungsspielanzahl bzw. Restlebensdauer müssen Eigenspannungen σ_{res} immer berücksichtigt werden. Zugeigenspannungen erhöhen das Spannungsintensitätsverhältnis R_K (Gl. 125), wodurch sich auch die Risswachstumsgeschwindigkeit da/dN erhöht. Die Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors ΔK (Gl. 124) wird durch Eigenspannungen jedoch nicht verändert. In der Literatur werden die Materialkennwerte zur Berechnung des Ermüdungsrisswachstums (C , m und ΔK_{th}), daher häufig für unterschiedliche R_K -Werte gruppiert. Bei geschweißten Bauteilen sind in der Regel hohe Eigenspannungen vorhanden, wodurch Rissfortschrittskennwerte ausgewählt werden

müssen, die ebenfalls bei hohen R_K -Werten bestimmt wurden. Die Materialkennwerte, die im British Standard [59] und in der FKM Richtlinie [77] für geschweißte Bauteile empfohlen werden, wurden bei $R_K \geq 0,5$ bestimmt.

Wird durchgängig mit Materialkennwerten für $R_K \geq 0,5$ gerechnet, sind konservative Ergebnisse zu erwarten, da Eigenspannungen einerseits mit zunehmendem Risswachstum abgebaut werden (vgl. [23] und [106]) und andererseits Eigenspannungen über die Blechdicke nicht konstant hoch sind (vgl. Abschnitt 6.8.3). In [23] wird gezeigt, dass bei hoher Ermüdungsbelastung Eigenspannungen schneller abgebaut werden, als bei niedriger Ermüdungsbelastung. In der FKM Richtlinie [77] wird, basierend auf den Untersuchungen von Scholtes in [106] bei Ermüdungsbeanspruchung die Annahme von „über den Beanspruchungszeitraum stabilisierte Eigenspannungen“ empfohlen und darauf hingewiesen, dass die Eigenspannungsprofile, die bei statischen Nachweise angesetzt werden müssen, für Ermüdungsnachweise nicht verwendet werden können.

Die Vergleichsrechnungen zu den Risswachstumsversuchen der Längsträger der Referenzbrücke in [2] ergeben mit den Materialkennwerten für $R_K \geq 0,5$ deutlich konservative Ergebnisse und bestätigen daher diese Empfehlung.

$$\Delta K = K(\sigma_{\max} + \sigma_{\text{res}}) - K(\sigma_{\min} + \sigma_{\text{res}}) \quad \text{Gl. 124}$$

$$R_K = \frac{K(\sigma_{\min} + \sigma_{\text{res}})}{K(\sigma_{\max} + \sigma_{\text{res}})} \quad \text{Gl. 125}$$

6.8.3 Eigenspannungsverlauf vor einem T-Stoß

Da Eigenspannungen an einer Bestandsbrücke praktisch nicht direkt gemessen werden können, müssen Angaben aus der Literatur herangezogen werden. In diesem Abschnitt wird der anzusetzende Eigenspannungsverlauf vor einem T-Stoß, als Näherung für das untersuchte Quersteifendetail, untersucht. Bei diesem Detail sind nach British Standard BS 7910 [59] Eigenspannungen σ_{res} in Höhe der Fließgrenze f_y am Schweißnahtübergang (bei $z/B = 0$) sowie eine lineare Abnahme über die Blechdicke bis $\sigma_{\text{res}} = 0$ (bei $z/B = 1$) anzusetzen (vgl. Abb. 221, transversale Eigenspannungen sind in [59] mit σ_{R^T} , die Fließgrenze mit σ_y bezeichnet).

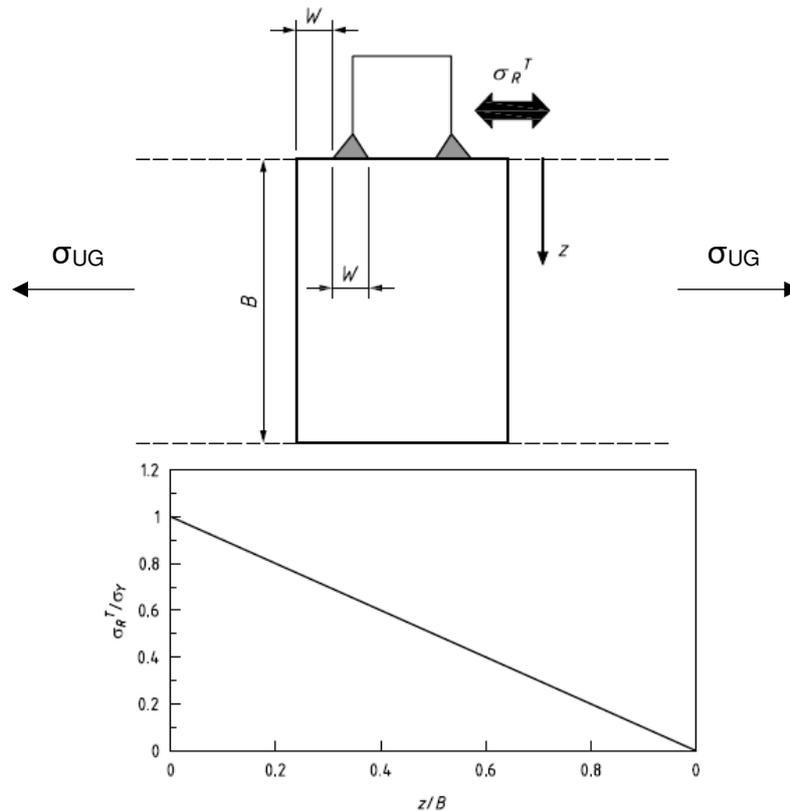


Abb. 221: Eigenspannungsverteilung vor einem T-Stoß, entnommen aus [59]

Etwas detailliertere Untersuchungen sind in der Arbeit von Wimpory et. al. [107] zu finden. In diesem Beitrag wurden die Eigenspannungen eines T-Stoßes, für verschiedene Blechdicken (25, 50 und 100 mm) und Material S355, J2G3 mit Hilfe der Neutronenbeugungsmethode und der Tiefbohrmethode bestimmt. Die Genauigkeit der Neutronenbeugungsmethode wird mit ± 20 MPa und die des Tiefbohrverfahrens mit ± 33 MPa angegeben. Durch die Verwendung und den Vergleich beider Methoden, der Erzielung eines Momenten- und Normalkraft-Gleichgewichtes des Eigenspannungsverlaufes in Dickenrichtung, sind die Ergebnisse als sehr vertrauenswürdig einzustufen.

Je dicker die Bleche des T-Stoßes sind, desto höher sind die in [107] vor der Schweißnaht gemessenen Eigenspannungen. Der maximale Wert liegt jeweils sehr nahe oder direkt an der Oberfläche beim Schweißnahtübergang. Für den T-Stoß, mit 25 mm dicken Blechen, werden die maximalen Eigenspannungen mit 120 MPa (34 % von f_y) angegeben. Bei den 50 mm dicken Blechen betragen die Eigenspannungen 230 MPa (64 % von f_y , Maximalwert in 4 mm Tiefe) und bei den 100 mm dicken Blechen betragen die Eigenspannungen 270 MPa (75 % von f_y).

In [107] wird ein für alle Blechdicken gültiger, normierter Eigenspannungsverlauf über die Blechdicke vorgeschlagen (vgl. Abb. 222, y = Achse in Dickenrichtung, w = Blechdicke). Die Auswertung der Durchschnittswerte („Bi-linear approximation of average“ in Abb. 222) ergibt Eigenspannungen in der Höhe von $0,75 f_y$ an der Oberfläche bei $y/w = 0$, sowie $-0,3 f_y$ in einer Tiefe von $y/w = 0,275$ und Werte von $0,25 f_y$ bei $y/w = 1,0$. Als obere Grenzkurve wird die Erhöhung um $0,25 f_y$ angegeben („Bi-linear approximation of average +0.25“ in Abb. 222). Die in Abb. 222b strichlierte Grenzkurve des BS 7910 wurde 2013 durch jene in Abb. 221 ersetzt.

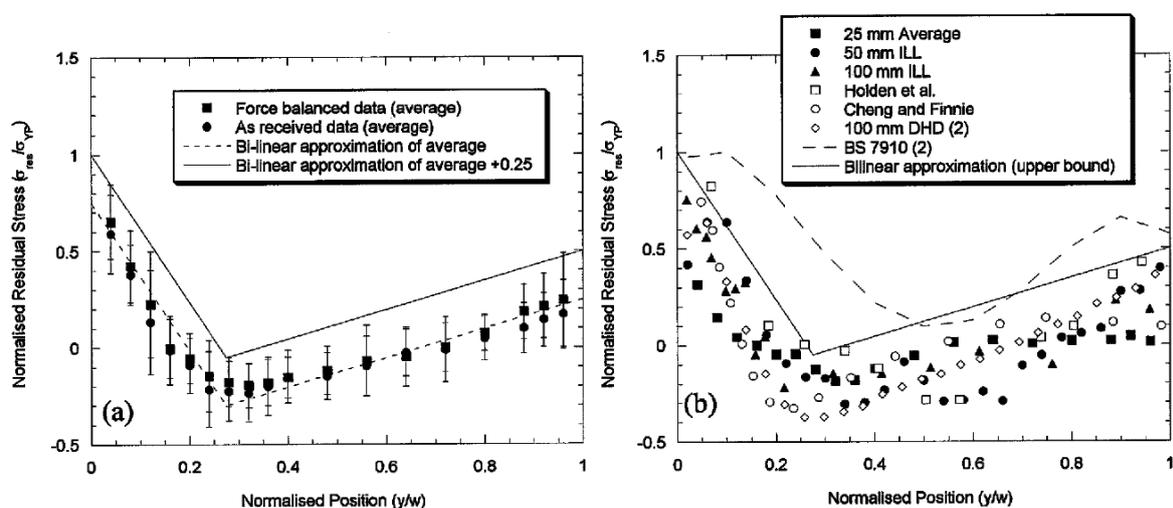


Abb. 222: Transversale Eigenspannungsverteilung: (a) Abschätzung der bi-linearen Verteilungen aus den Mittelwerten und oberen Grenzwerten der Messdaten und (b) Einzelwerte nach Erfüllung des Kraftgleichgewichts, verglichen mit der oberen Grenzwertverteilung; entnommen aus [107]

6.8.4 Berücksichtigung von Eigenspannungen im Eurocode 1993-1-10

Der Eurocode EN 1993-1-10 [104] dient der korrekten Stahlsortenauswahl, in Hinblick auf die Bruchzähigkeit zur Vermeidung von Sprödbruch und basiert auf bruchmechanischen Untersuchungen geschweißter Bauteildetails. Die Ergebnisse der bruchmechanischen Untersuchungen sind in Tabelle 2.1 „Größte zulässige Erzeugnisdicken t in mm“ für die einfache Anwendung aufbereitet und zusammengefasst. Bei der Verwendung dieser Tabelle sind Eigenspannungen bereits inkludiert und nicht extra anzusetzen. In diesem Abschnitt wird gezeigt, wie Eigenspannungen bei den zugrundeliegenden bruchmechanischen Berechnungen berücksichtigt wurden.

Wie im Hintergrunddokument des Eurocodes EN 1993-1-10 [105] erklärt wird, wurde zwischen globalen und lokalen Eigenspannungen unterschieden (vgl. Abb. 223). Glo-

bale Eigenspannungen wurden zur Berücksichtigung von entfernten Zwängungswirkungen pauschal mit $\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$ angesetzt. Die Festlegung von $\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$ wird dabei mit folgenden drei Punkten begründet: (i) mit Spannungsmessungen in Bauteilen unter entfernter Zwängungseinwirkung; (ii) der Annahme, dass das in Tabelle 2.1 maximal zulässige Spannungsniveau $\sigma_{Ed} = 0,75 f_y + 100 \text{ N/mm}^2$ der Fließgrenze f_y entspricht und (iii), dass $f_y + 100 \text{ N/mm}^2$ dem Erwartungswert von f_y entspricht; Lokale (Schweiß-)Eigenspannungen wurden nur indirekt berücksichtigt. Im Nachweisformat des Eurocodes 1993-1-10 (Führung des Bruchmechaniknachweises über Temperaturäquivalente), sind lokale (Schweiß-)Eigenspannungen über das Sicherheitselement ΔT_R abgedeckt. ΔT_R wurde dabei mit geschweißten Bauteilversuchen bei sehr tiefen Temperaturen kalibriert.

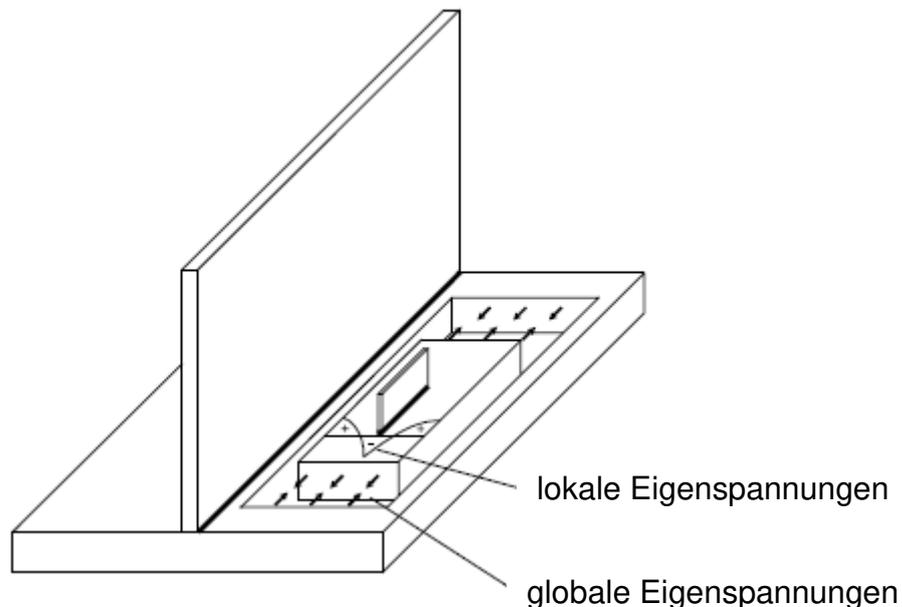


Abb. 223: Lokale und globale Eigenspannungen für die bruchmechanische Beurteilung geschweißter Anschlüsse, entnommen aus [105]

6.9 Empfohlene Annahmen zur Anfangsrissgröße

Die Anfangsrissgröße ist der Ausgangspunkt einer bruchmechanischen Restlebensdauerberechnung und hat großen Einfluss auf die mögliche Restlebensdauer. Kleine Anfangsrisse ermöglichen eine wesentlich höhere Restlebensdauer, als größere Anfangsrisse, da die Risswachstumsgeschwindigkeit da/dN pro Spannungsspiel bei einem kleineren Riss deutlich geringer ist.

Es ist zu unterscheiden, ob ein Bauteil bereits einen tatsächlichen Riss aufweist, oder nicht. Baupraktisch übliche Verfahren zur Rissprüfung – sind neben der visuellen Rissprüfung, das Farbeindringverfahren, die Magnetpulverprüfung und die Ultraschallprüfung. In Sonderfällen kann auch eine Wirbelstromprüfung oder eine Röntgen-Durchstrahlungsprüfung zum Einsatz kommen. In [108] werden die für Stahlbrücken geeigneten, zerstörungsfreien Prüfverfahren näher beschrieben. Die Prüfverfahren weisen dabei unterschiedliche Empfindlichkeiten auf, die von Faktoren wie der Bauteilgeometrie, dem Oberflächenzustand, der Zugänglichkeit der Prüffläche, der Technologie und den physikalischen Grundlagen des Prüfverfahrens abhängen. Die Rissprüfung ist in jedem Fall von geschultem Personal, nach den entsprechenden Prüfnormen, vorzunehmen. Wird bei einer Inspektion eines Tragwerks ein Riss gefunden, sollte auch die vorhandene Rissgeometrie bestimmt werden. Bei einem halbeliptischen Oberflächenriss liegt dabei die größte Herausforderung in der zerstörungsfreien Bestimmung der Risstiefe. Bei den durchgeführten Laborversuchen zum Ermüdungsrisswachstum in [2] wurde die vorhandene Risstiefe am Referenzdetail mit der ACPD (alternating current potential drop) Methode gemessen.

Wird kein Riss gefunden, muss ein fiktiver Anfangsriss definiert werden (vgl. Abb. 40). Dieser ist vor allem von der verwendeten zerstörungsfreien Prüfmethode abhängig. Im Eurocode 1993-1-10 [104] steht: „Die Größe des Anfangsfehlers ist dabei in der Regel so zu wählen, dass er dem kleinsten mit den Prüfmethoden nach EN 1090 erkennbaren Fehler entspricht“. Wie in Abb. 224 dargestellt, ist die volle Erkennbarkeit eines Risses erst ab einer gewissen Rissgröße, die über der Registriergrenze eines zerstörungsfreien Prüfverfahrens liegt, gegeben.

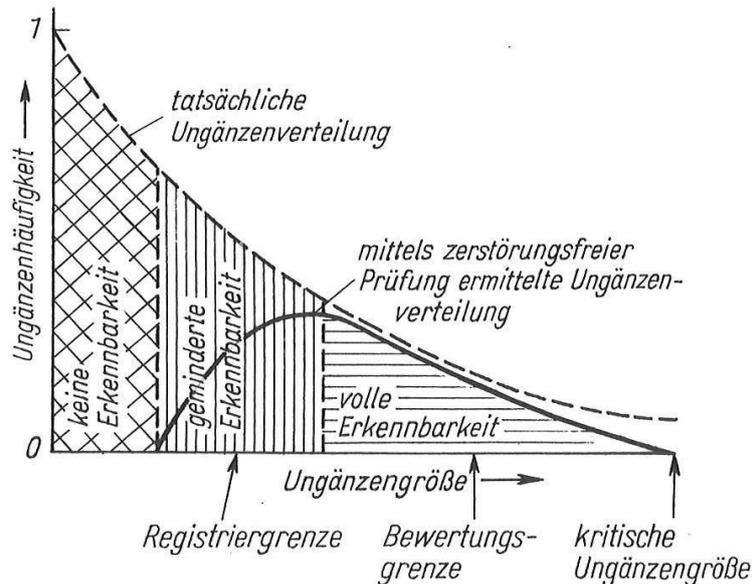


Abb. 224: Nachweisbarkeit von Fehlern (Ungängen) mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren [81]

Die Dissertation von Kühn [109] zeigt zusammenfassend wesentliche Literaturquellen und Annahmen zur Bestimmung der Anfangsrisssgröße und Anfangsrisssgeometrie, die als Grundlage für die bruchmechanischen Hintergrundberechnungen zum Eurocode 1993-1-10 verwendet wurden (vgl. [105], [110]).

Die Anfangsrisstiefe a_0 eines halb elliptischen Oberflächenrisses, vor einem geschweißten Quersteifenanschluss, wurde in [109] mit Gl. 126 bzw. Gl. 127 definiert und entspricht dem Vorschlag der deutschen Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung [111], im Zuge der Erstellung der DAST-Ri 009. Die Gleichungen ergeben Risstiefen, die mit zerstörungsfreien Prüfmethoden nur in ungünstigsten Fällen übersehen werden (vgl. [112], [113] und [114]).

$$a_0 = 0,5 \cdot \ln \left(1 + \frac{t}{t_0} \right) \quad \text{Gl. 126}$$

mit: $t_0 = 1 \text{ mm}$ und $t < 15 \text{ mm}$

$$a_0 = 0,5 \cdot \ln \left(\frac{t}{t_0} \right) \quad \text{Gl. 127}$$

mit: $t_0 = 1 \text{ mm}$ und $t \geq 15 \text{ mm}$

Die Anfangsrissgeometrie (das a_0/c_0 Verhältnis) halb elliptischer Oberflächenrisse wird in [109] für ungeschweißte Details und für Risse am Ende einer Längssteife mit $a_0/c_0 = 0,4$ angenommen. Für Details mit quer zur Belastungsrichtung verlaufenden Schweißnähten (beispielsweise Risse vor einer Quersteife) wird die Anfangsrissgeometrie mit $a_0/c_0 = 0,15$ definiert. Vor einer quer zur Belastungsrichtung verlaufenden Schweißnaht wird ein deutlich flacherer halb elliptischer Oberflächenriss angenommen, da davon ausgegangen werden muss, dass kleine Fehlstellen entlang der Schweißnaht zu einem größeren, flachen, Oberflächenriss zusammenwachsen (vgl. Abb. 225). Die Definitionen der Anfangsrissgeometrien stützen sich dabei auf die Untersuchungen [115], [116], [117] und [118]. In [119], [117] und [120] werden ebenfalls Anfangsrissgeometrien vor Längs- und Quersteifen angegeben, die sich im Wesentlichen mit den genannten Angaben aus [109] decken.

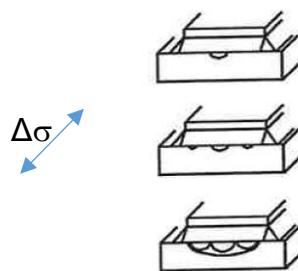


Abb. 225: Verschiedene Stadien des Risswachstums bei Schweißdetails, mit quer zur Belastungsrichtung verlaufenden Nähten [110], entnommen aus [109] mit Anmerkungen

Die vorgestellten Annahmen zur Anfangsrissgröße und Anfangsrissgeometrie decken sich mit den in der Praxis erzielbaren Ergebnissen zerstörungsfreier Prüfmethode, wie auch durch eine groß angelegte Studie von Miki et al. [121] von ermüdungsbeanspruchten Versuchsträgern, mit geschweißten Längs- und Quersteifenanschlüssen gezeigt werden konnte. Tab. 31 zeigt die kleinsten, detektierbaren Rissgrößen für verschiedene Prüfmethode, vor und nach dem Entfernen der Anstrichschicht. Wie Kühn in [109] angibt, ist für die Detektierbarkeit eines Oberflächenrisses eher die Breite $2c$ maßgebend, als die Risttiefe a . Auffällig ist ebenfalls, dass entgegen der Meinung, dass Anstrichschichten die zerstörungsfreien Prüfungen behindern und deshalb vor der Prüfung entfernt werden sollten, für die meisten getesteten Prüfverfahren genau das Gegenteil festgestellt wurde. Einzig beim Magnetpulververfahren konnten nach

dem Entfernen des Korrosionsschutzanstriches kleinere Risse detektiert werden, als vor der Entfernung [109].

Tab. 31 Kleinste detektierbare Rissgröße für verschiedene Prüfmethoden, vor und nach dem Entfernen der Anstrichschicht nach [121], entnommen aus [109]

ZfP-Methode	kleinste detektierbare Rissgröße in mm			Zuverlässigkeit
	Bauteile mit Anstrich		Ohne Anstrich ¹⁾ Rissbreite 2c	
	Risstiefe a	Rissbreite 2c		
Sichtprüfung	-	4	8	relativ gering; große Streuung
Wirbelstrom	1	5	5	unzuverlässig
Ultraschall	2,5	5	6	± 1 mm; überschätzt meist die tatsächliche Rissgröße
Magentpulver	0,5	4	2	± 1 mm; zuverlässig
Farbeindringung	2,5	4	8	relativ zuverlässig; unterschätzt bisweilen die tatsächliche Rissgröße

¹⁾ ohne Anstrich bedeutet, dass die Prüfungen nach dem Entfernen des Anstrichs durchgeführt wurden

In der FKM Richtlinie [77] werden ebenfalls Anhaltswerte für die Risserkennbarkeit mit zerstörungsfreien Prüfverfahren (ZfP) angegeben (vgl. Tab. 32). Obwohl diese Werte deutlich kleiner sind als die Werte in Tab. 31, wird in der FKM Richtlinie darauf hingewiesen, dass unter Laborbedingungen bzw. mit erhöhtem Prüfaufwand noch kleinere Fehler gefunden werden können. Die FKM Richtlinie enthält auch ein Anwendungsbeispiel eines geschweißten Offshore-Rohrknotens, das dem geschweißten Quersteinanschluss sehr ähnlich ist und von C.M. Sonsino (Fraunhofer Institut für Betriebsfestigkeit) und M. Vormwald (TU Darmstadt) ausgearbeitet wurde. Die Anfangsrisstiefe wurde hier mit $a_0 = 1$ mm festgelegt und es wurde darauf hingewiesen, dass diese Risstiefe mit ZfP-Methoden zuverlässig detektierbar ist.

Tab. 32 Anhaltswerte der Risserkennbarkeit der ZfP, entnommen aus [77]

Prüfverfahren	Rissbreite [mm]	Risslänge $2c$ [mm]	Risstiefe $a, 2a$ [mm]	Bemerkung	Anwendungsgrenzen
Sichtprüfung	0,1	2	-	bei sauberer Oberfläche und optischen Hilfsmitteln	komplizierte Geometrie, mangelnder Kontrast
Eindringprüfung	0,01	1	0,5	werkstoffunabhängiger Einsatz	poröse Werkstoffe, verstopfte Risse, Öffng. zur Oberfläche notwendig, raue Oberfläche
Magnetpulverprüfung	0,001	1	0,1	bei feinen Rissen an der Oberfläche und dicht darunter	nur Ferromagnetika, abhängig von Magnetisierung, Rautiefe, Beleuchtung
Wirbelstromprüfung	0,01	1	0,1	hohe Prüfgeschwindigkeiten realisierbar	nur elektrische Leiter, begrenzte Eindringtiefe, lokale Anwendung
Potentialsondenprüfung	0,01	2	0,2	Risstiefenmessung, ohne Einfluss der Rissbreite, gemittelte Rissgrößen	nur elektrische Leiter, kein elektrischer Kontakt der Rissflanken
Ultraschallprüfung	0,001	1	1	für Innen- und Oberflächenfehler, beliebige Bauteildicke	Ergebnis abhängig von akustischen Werkstoffeigenschaften, komplizierte Bauteil- und Fehlergeometrie
Durchstrahlungsprüfung	0,1	1	2% der Wanddicke	für Innen- und Oberflächenfehler, berührungslose Prüfung	begrenzte Bauteildicke, Strahlenschutz beachten

6.10 Praktische Restlebensdauerberechnung des Referenzdetails

In diesem Abschnitt wird die praktische Vorgehensweise der bruchmechanischen Restlebensdauerberechnung, am Beispiel des Referenzdetails, dargestellt. Dies ermöglicht die Erläuterung der erforderlichen Annahmen und Empfehlungen und erlaubt eine anschauliche Darstellung der erzielbaren Restlebensdauerergebnisse. Darüber hinaus wird der Einfluss der Anfangs- und Endrissgröße, der Überfahrtsgeschwindigkeit, der bruchmechanischen Materialparameter und der Kollektivform hinsichtlich der bruchmechanisch berechenbaren Restlebensdauer analysiert.

6.10.1 Definition des gewählten Bruchmechanikmodells

Für die folgende Restlebensdauerberechnung wird das Scheibenmodell eines halbeliptischen Oberflächenrisses (vgl. Abschnitt 6.6), mit der zugehörigen Modellbreite entsprechend der halben Untergurtbreite $2w = b_{UG}/2$, gewählt (vgl. Abb. 226 und Abb. 227). Dadurch befindet sich der Oberflächenriss in Modellmitte, d. h. im Viertelpunkt

der Untergurtbreite und zentral vor dem Quersteifenanschluss. Die Spannungserhöhung durch den Quersteifenanschluss wird mit M_k -Faktoren berücksichtigt (vgl. Abschnitt 6.7, Gl. 122 und Gl. 123).

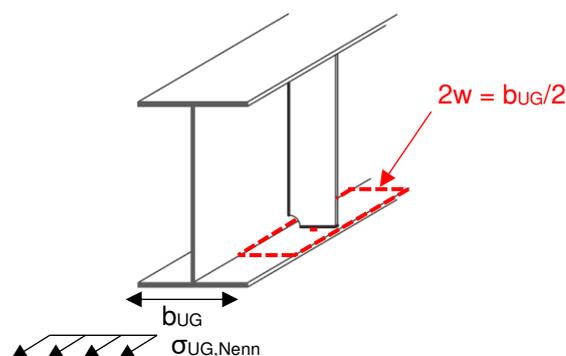


Abb. 226: Lage des Bruchmechanikmodells (rot), in Bezug zum untersuchten Längsträger mit Quersteifenanschluss

6.10.2 Definition und Nachweis der maximal zulässigen Rissgröße

Die maximal zulässige Rissgröße bestimmt das Ende der bruchmechanischen Restlebensdauerberechnung (vgl. Abschnitt 6.10.3). In diesem Abschnitt werden die Kriterien zur Definition der maximalen zulässigen Rissgröße erläutert. Anzustreben ist eine maximale Rissgröße, bei der unabhängig vom Lastniveau, sprödes Versagen ausgeschlossen werden kann (vgl. Abschnitt 6.2). Dies ist gegeben, wenn im FAD-Diagramm die Verlängerung des Vektors vom Ursprung zum Bewertungspunkt die Grenzkurve bei $L_r \geq 1$ schneidet. Dann müssen im Traglastnachweis auch keine Eigenspannungen berücksichtigt werden, da es vor einem Sprödbbruch zu einem Fließen des Nettoquerschnitts kommt (vgl. Abschnitt 6.8.1). Wie in Abb. 220 dargestellt, kann im FAD-Diagramm auch die Sicherheitsreserve der Bruchzähigkeit für duktilen Bauteilversagen abgelesen werden. Kann ein Sprödbbruch ausgeschlossen werden, wird die zulässige Maximallast durch das Fließen im Nettoquerschnitts begrenzt.

Da der Großteil der Lebensdauer bei einem bruchmechanischen Restlebensdauernachweis (die mögliche Lastwechselanzahl von a_0 bis a_{max}) in einem Bereich liegt, wenn der Riss noch relativ klein ist (vgl. Abb. 210), kann die maximal zulässige Rissgröße ebenfalls relativ klein gewählt werden (beispielsweise $a_{max} = 0,8 t$ oder kleiner). Ein kleinerer zulässiger Riss führt zu einem kleineren Spannungsintensitätsfaktor ΔK

und einem größeren Nettoquerschnitt, wodurch sich eine deutlich geringere Sprödbruchwahrscheinlichkeit ergibt und die zulässige Maximallast durch den größeren Nettoquerschnitt steigt.

Bei der Ermittlung der maximalen Rissgröße sollten die Gültigkeitsgrenzen der verwendeten Formeln für K und L_r beachtet werden. Die Gleichungen in Abschnitt 6.6.1, zur Berechnung des Spannungsintensitätsfaktors K , beschränken die maximale Oberflächenlänge $2c$ auf die halbe Rissmodellbreite w . Die Gleichungen in Abschnitt 6.6.3, zur Berechnung des Plastizierungsgrades L_r , begrenzen die maximale Risstiefe $a \leq 0,8 \cdot t$. Als maximal zulässige Rissgröße sind daher höchstens $a_{\max} = 0,8 \cdot t$ und $c_{\max} = w/2$ als Eingangsgröße für den Traglastnachweis im FAD-Diagramm möglich.

Die Lastfallkombination für den Nachweis der maximalen Rissgröße muss ebenfalls definiert werden. Orientierung diesbezüglich bietet die Bemessungssituation für den Nachweis der Sprödbruchsicherheit im Eurocode 1993-1-10 [104], die als außergewöhnliche Bemessungssituation mit der Leiteinwirkung Temperatur definiert ist. Die Einwirkungen sind dabei mit folgender Kombination anzusetzen:

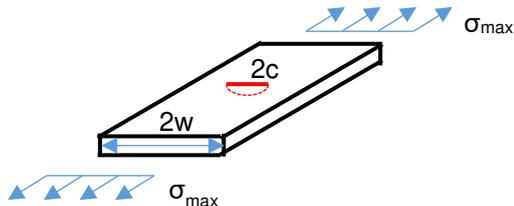
$$E_d = E \left\{ A_d [T_{Ed}] "+" \sum G_k "+" \psi_1 Q_{k1} "+" \sum \psi_{2,i} Q_{ki} \right\} \quad \text{Gl. 128}$$

Die in [2] durchgeführten Maximallastversuche an drei Längsträgern der Referenzbrücke im Labor, zeigten alle ein äußerst gutmütiges, duktiles Verhalten. Dabei waren jeweils äußerst ungünstige Umstände durch: (i) Ermüdungsriss über die gesamte Blechdicke reichend, (ii) eine starke Kühlung auf -30°C , zur Simulation eines kalten Wintertages und (iii) die maximal mögliche Belastungsgeschwindigkeit der Prüfmaschine (16 mm/s), gegeben. Dennoch konnte im Laborversuch - trotz dieser ungünstigen Bedingungen - kein Sprödbruch erzwungen werden. Die zurückgerechnete Nennspannung in den jeweiligen Trägeruntergurten erreichte Werte über 300 N/mm^2 und überschritt somit die nominelle Fließgrenze von 235 N/mm^2 deutlich. Alle Trägerversuche zeigten nur eine geringfügige plastische Aufweitung des Risses und versagten primär bei der Lasteinleitung durch lokales Beulen und nicht alleine im Bereich des Ermüdungsrisses.

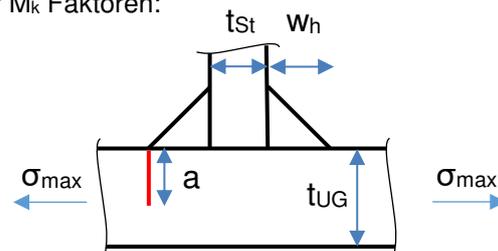
Im Folgenden werden Vergleichsrechnungen für unterschiedliche Annahmen zur maximalen Rissgrößen durchgeführt, um zu zeigen, bis zu welcher Maximallast diese nachgewiesen werden können. Die Abmessungen entsprechen dem Referenzdetail und sind in Abb. 227 definiert. Ausgangspunkt der Parametervariation sind die größten

zulässigen Werte für a und c entsprechend dem Gültigkeitsbereich der verwendeten Formeln: $a_{\max} = 0,8 \cdot t_{UG} = 9,6 \text{ mm}$ und $c_{\max} = w/2 = 30 \text{ mm}$. Die schrittweise Reduktion der zulässigen Risttiefe a_{\max} , zeigt die zugehörige Erhöhung der Maximallast (vgl. Tab. 33, ausgedrückt durch die maximal mögliche Nennspannung σ_{\max}). Eine Reduktion von a_{\max} führt in weiterer Folge zu einer etwas geringeren Restlebensdauer, wie im Abschnitt 6.10.5 noch gezeigt wird und sollte daher nur gewählt werden, wenn der Traglastnachweis dies erfordert. In Abb. 228 wird das FAD-Diagramm für den Fall $a_{\max} = 0,8 \cdot t_{UG}$ dargestellt. Hier ist die zugehörige minimale Bruchzähigkeit ablesbar, die erforderlich ist, um einen Sprödbbruch ausschließen zu können. Die entsprechenden Werte $K_{Jlc, \min, erf}$ sind auch in Tab. 33 angeführt und deutlich niedriger als die in [2] gemessenen Bruchzähigkeiten der Referenzbrücke von $K_{Jlc} \geq 185,6 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$.

Scheibenmodell
mit halbelliptischem Oberflächenriss:



Abmessungsdefinition zur Berechnung
der M_k Faktoren:



Materialparameter:

- $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
- $f_u = 490 \text{ N/mm}^2$
- $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- $K_{Jlc} = 185,6 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$

Abmessungen:

- $2w = b_{UG}/2 = 120 \text{ mm}$
- $t_{UG} = 12 \text{ mm}$, $t_{St} = 8 \text{ mm}$, $w_h = 5 \text{ mm}$
- $c_{\max} = w/2 = 30 \text{ mm}$
- $a_{\max} = 0,8 \cdot t_{UG} / 0,7 \cdot t_{UG} / 0,6 \cdot t_{UG} / 0,5 \cdot t_{UG} / 0,4 \cdot t_{UG}$

Abb. 227: Parameterdefinitionen für die Vergleichsrechnungen

Tab. 33: Ergebnisse der Vergleichsrechnungen bei einer Variation der Risttiefe

a_{\max}		c_{\max}		a_{\max}/c_{\max}	$\sigma_{\max} [\text{N/mm}^2]$	$K_{Jlc, \min, erf} [\text{MPa}\sqrt{\text{m}}]$
$0,8 \cdot t_{UG}$	9,6 mm	$w / 2$	30 mm	0,32	$0,69 \cdot f_y$	$0,388 / 0,82 \cdot K_{Jlc} = 88$
$0,7 \cdot t_{UG}$	8,4 mm	$w / 2$	30 mm	0,28	$0,74 \cdot f_y$	$0,384 / 0,82 \cdot K_{Jlc} = 87$
$0,6 \cdot t_{UG}$	7,2 mm	$w / 2$	30 mm	0,24	$0,78 \cdot f_y$	$0,363 / 0,82 \cdot K_{Jlc} = 82$
$0,5 \cdot t_{UG}$	6,0 mm	$w / 2$	30 mm	0,20	$0,82 \cdot f_y$	$0,333 / 0,82 \cdot K_{Jlc} = 75$
$0,4 \cdot t_{UG}$	4,8 mm	$w / 2$	30 mm	0,16	$0,86 \cdot f_y$	$0,294 / 0,82 \cdot K_{Jlc} = 67$

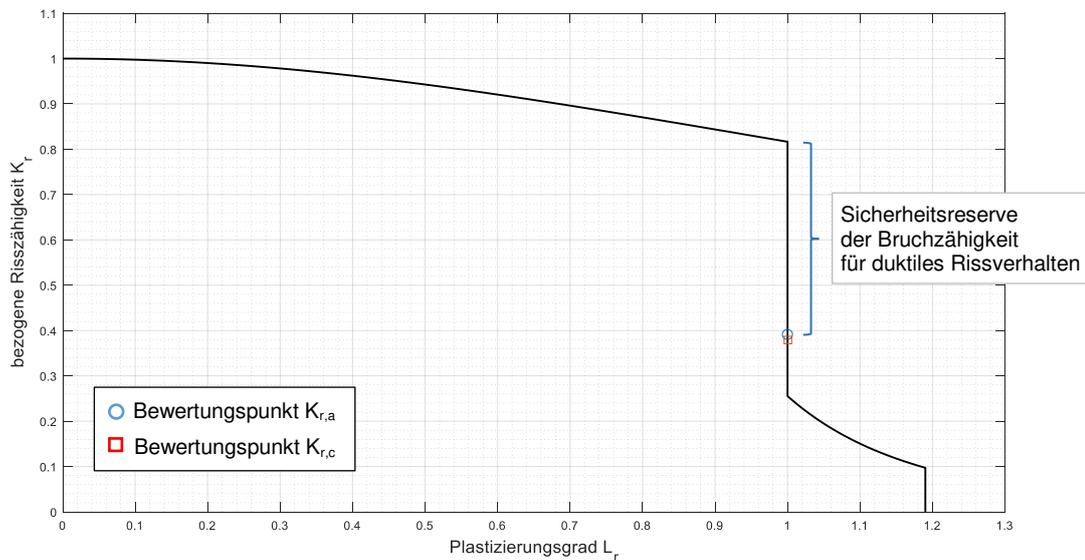


Abb. 228: FAD-Diagramm mit den Parametern aus Abb. 227, $a_{\max} = 0,8 t_{UG}$ und $\sigma_{\max} = 0,69 f_y$

6.10.3 Algorithmus zur Risswachstumsberechnung

Bei einem halbelliptischen Oberflächenriss ist zwischen dem Spannungsintensitätsfaktor (SIF) am Scheitelpunkt K_a und dem SIF an der Oberfläche K_c zu unterscheiden. Dadurch unterscheidet sich auch die Risswachstumsgeschwindigkeit da/dN in der Tiefe und an der Oberfläche, wodurch sich die Form des halbelliptischen Oberflächenrisses, mit zunehmender Lastwechselanzahl, ändert. Eine durchgehende analytische Integration von Gl. 73 ist somit nicht mehr möglich. Dies bedeutet, dass die Integration von Gl. 73 numerisch schrittweise gelöst werden muss. Daher wird in diesem Abschnitt der praktische Ablauf der Rissfortschrittsberechnung mit einer einfach zu programmierenden Schleife erläutert. Diese ermöglicht es, die Formänderung des halbelliptischen Oberflächenrisses einfach abzubilden. Abb. 229 zeigt den Algorithmus für ein Einstufenkollektiv und Abb. 231 für ein mehrstufiges Spannungskollektiv. Die dargestellten Algorithmen ergeben die mögliche Lastwechselanzahl N und die Endrissgröße eines halbelliptischen Oberflächenrisses, ausgehend von der Startgeometrie a_0 und c_0 . Dabei wird zwischen dem zyklischen Spannungsintensitätsfaktor am Scheitelpunkt ΔK_a und an der Oberfläche ΔK_c differenziert und so eine Formänderung des halbelliptischen Oberflächenrisses über die Lebensdauer zugelassen. Zusätzlich wird auch beim M_k -Faktor zwischen der Erhöhung von ΔK_a mit M_{ka} und von ΔK_c an der Oberfläche mit

M_{kc} unterschieden. Die Werte von ΔK und M_k hängen von der jeweils aktuellen Rissgeometrie ab und werden bei jedem Schleifendurchlauf aktualisiert.

Sensitivitätsanalysen zeigten, dass bei einem Einstufenkollektiv eine Schrittweite von $\Delta N = 100$ zur Aktualisierung der von der Risstiefe abhängigen Größen leicht ausreicht, um das Risswachstum numerisch korrekt abzubilden (ΔN könnte auch noch kleiner gewählt werden, jedoch verändert selbst $\Delta N = 1$ die Ergebnisse nur unwesentlich).

Bei einem Spannungskollektiv kann das Risswachstum mit einem sogenannten Blockprogramm berechnet werden (vgl. Abb. 230). Das Spannungskollektiv der Messung kann dabei direkt als ein Block verwendet werden. Die Kollektivlänge bei der Referenzbrücke entspricht dem Messzeitraum von 28 Tagen (in Abb. 230 ist die Kollektivlänge mit ΔN bezeichnet). Der in Abb. 231 dargestellte Algorithmus durchläuft das Spannungskollektiv immer wieder mit der Laufvariable $i = 1$ bis z , von der höchsten Kollektivstufe $[\Delta\sigma_1, n_1]$ zur niedrigsten Kollektivstufe $[\Delta\sigma_z, n_z]$. Dadurch werden alle Kollektivstufen über die berechnete Lebensdauer praktisch gleichmäßig verteilt, da die berechnete Lebensdauer deutlich länger ist als der Messzeitraum. Die Werte für ΔK und M_k werden bei jeder Kollektivstufe aktualisiert.

Die Startparameter t (Untergurtdicke) und w ($2w =$ Rissmodellbreite) entsprechen den Abmessungen des bruchmechanischen Rissmodells (vgl. Abb. 227); L und θ werden zur Berechnung der M_k Faktoren (vgl. Abb. 217) benötigt, wobei L der Anschlusslänge ($L = t_{St} + 2w_h$) entspricht und θ üblicherweise mit 45° angenommen werden kann.

Beide Algorithmen laufen bis die zulässige Rissgröße a_{max} oder c_{max} erreicht wird (vgl. Abschnitt 6.10.2).

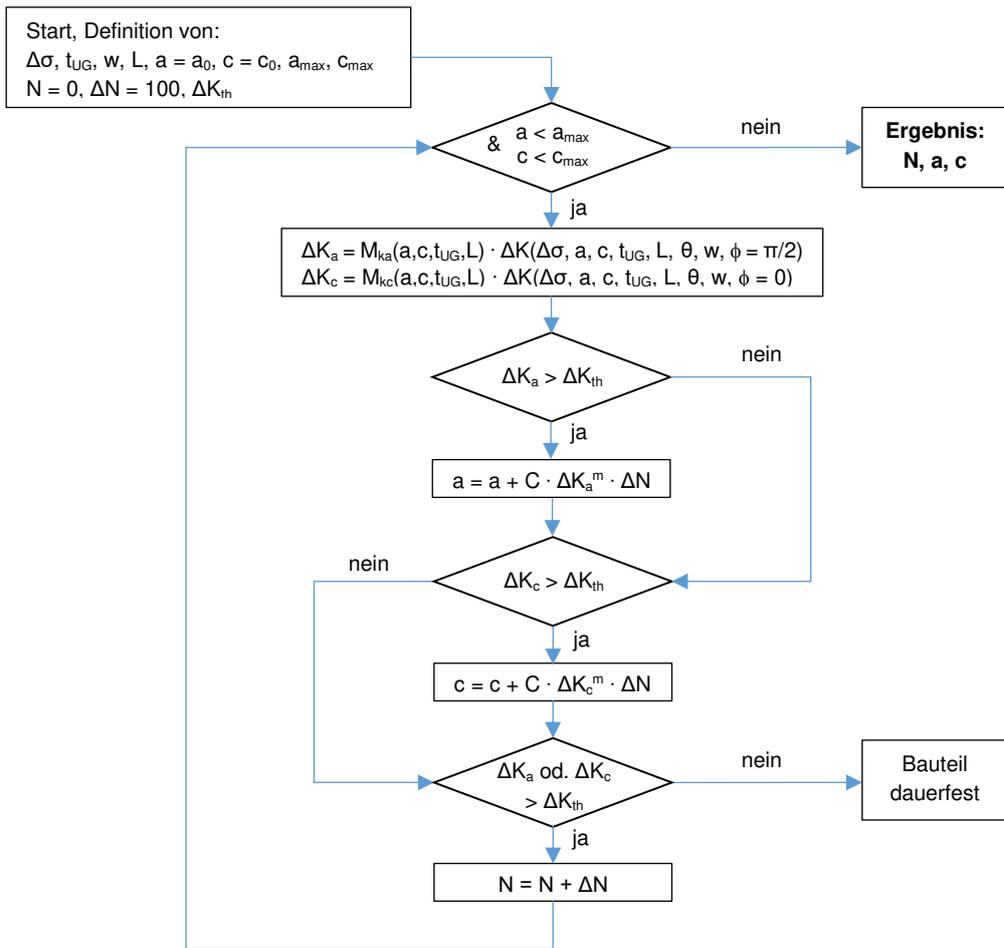


Abb. 229: Schematischer Ablauf zur Berechnung des Rissfortschritts und der Lastwechselanzahl N eines halbelliptischen Oberflächenrisses vor einer Quersteife, von der Rissgröße a_0 bis a_{end} bei einer Einstufenbelastung $\Delta\sigma$

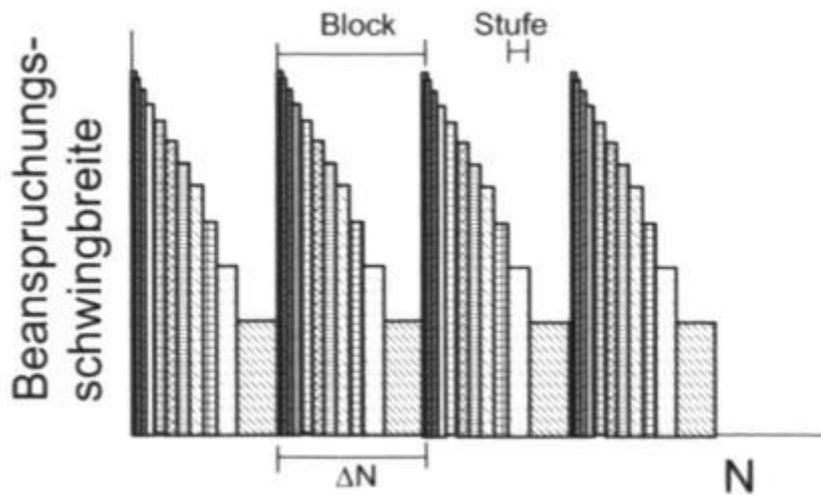


Abb. 230: Schematische Darstellung eines Blockprogrammes, entnommen aus [77]

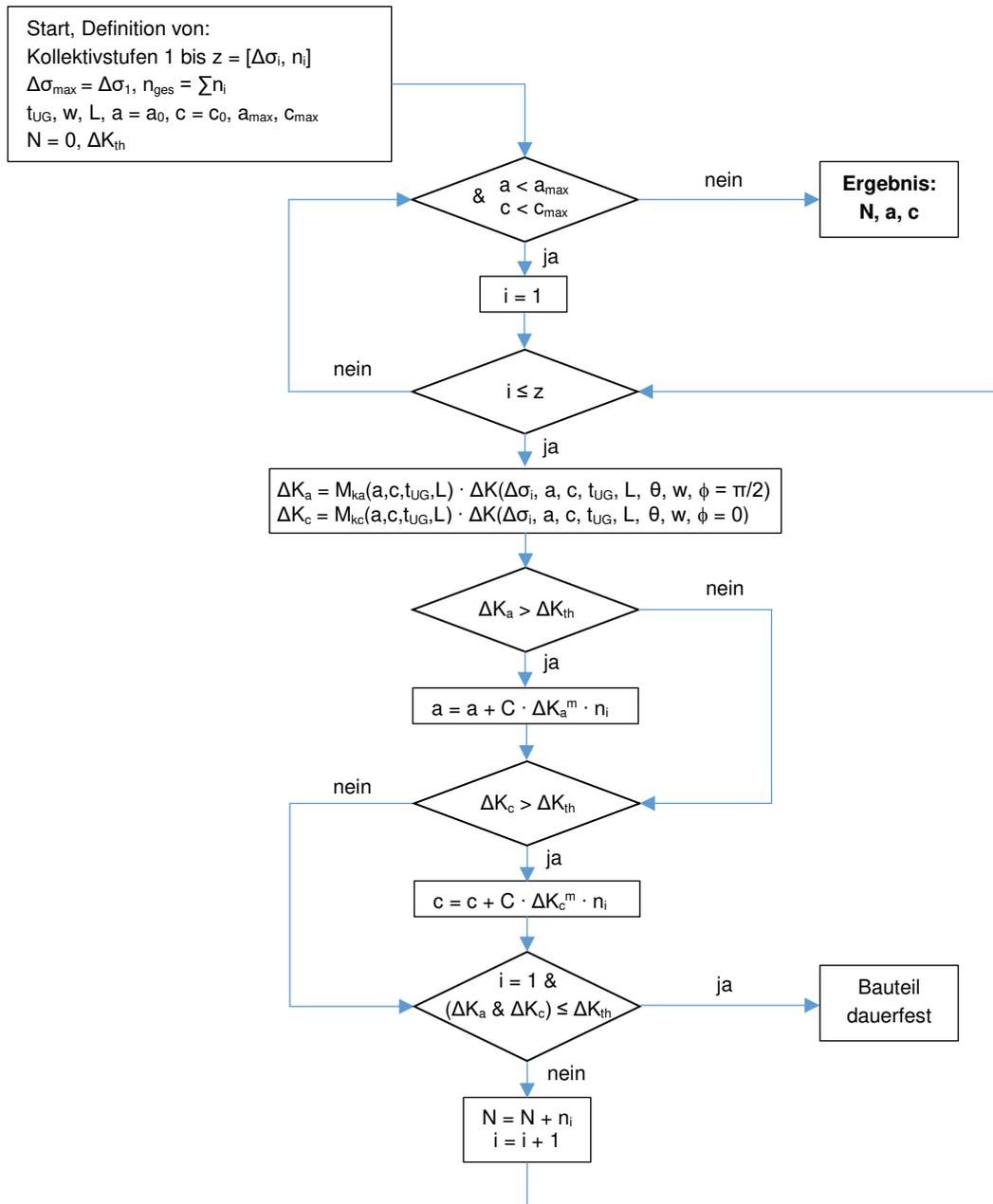


Abb. 231: Schematischer Ablauf zur Berechnung des Rissfortschritts und der Lastwechselanzahl N eines halb elliptischen Oberflächenrisses vor einer Quersteife, von der Rissgröße a_0 bis a_{end} mit einem Spannungskollektiv $\Delta\sigma_i$

6.10.4 Definition der verwendeten Spannungskollektive

Dieser Abschnitt zeigt die Spannungskollektive, die bei den folgenden Vergleichen der bruchmechanischen Restlebensdauerberechnungen verwendet werden. Als Basis dient dabei das bei $v = 60 \text{ km/h}$ am Messquerschnitt L03 gemessene Spannungskollektiv, das bereits in Abb. 67 dargestellt wurde und zu den ungünstigsten gemessenen Kollektivformen zählt (vgl. Abb. 233). Tab. 34 enthält die Anzahl n_i der gemessenen

Spannungsspiele bei $v = 60$ km/h für jede Kollektivstufe $\Delta\sigma_i$ (in N/mm²), getrennt für die Überfahrten auf Gleis 1, Gleis 2, die Zugsbegegnungen und für das Gesamtkollektiv. Zum Vergleich wird das bei $v = 60$ km/h gemessene Spannungskollektiv auch auf $v = 120$ km/h hochskaliert (vgl. Abschnitt 4.6.1). Abb. 232 zeigt beide Spannungskollektive, L03 bei $v = 60$ km/h (siehe auch Tab. 34) und L03 auf $v = 120$ km/h hochskaliert (siehe auch Tab. 35). Die Skalierung auf $v = 120$ km/h betrifft dabei nur die Höhe der einzelnen Kollektivstufen $\Delta\sigma_i$ und wurde separat für die Überfahrten auf Gleis 1, Gleis 2 und für die Zugsbegegnungen vorgenommen. Die Skalierungsfaktoren für $\Delta\sigma_i$ sind: $f_{120,L3,Gleis\ 1} = 1,0614$ und $f_{120,L3,Gleis\ 2} = 1,3915$ (vgl. Tab. 11, die letzte Spalte der letzten beiden Zeilen); für die Zugsbegegnungen wurde der Mittelwert von Gleis 1 und Gleis 2 = $(1,0614 + 1,3915) / 2 = 1,2265$ gewählt. In Tab. 35 werden alle auf $v = 120$ km/h skalierten Kollektivstufen $\Delta\sigma_i$ (inklusive der zugehörigen Spannungsspielanzahl n_i), getrennt für die Überfahrten auf Gleis 1, Gleis 2, die Zugsbegegnungen und als Gesamtkollektiv aufgelistet.

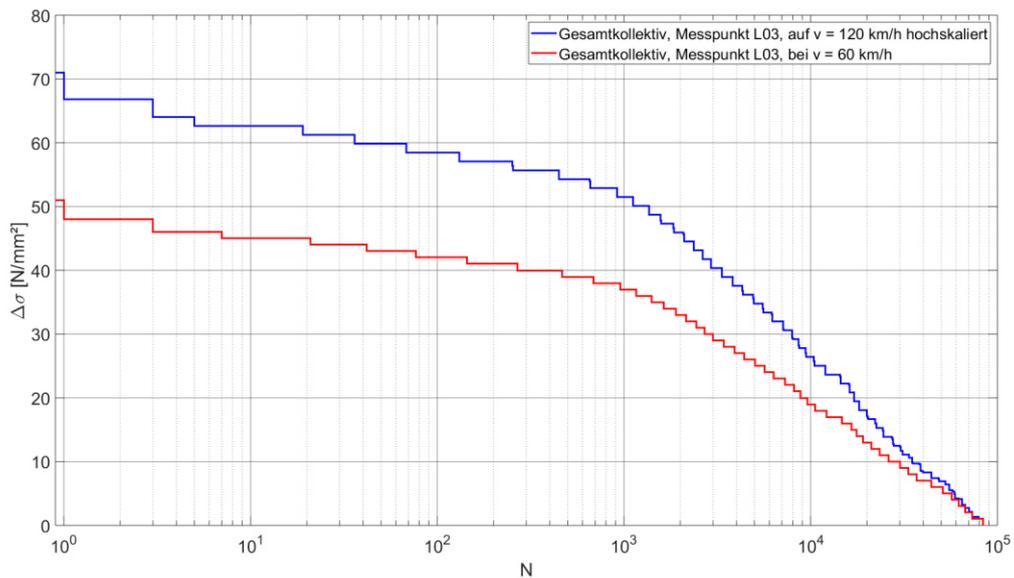


Abb. 232: Gesamtkollektiv der Messung am Längsträger Untergurt im Messpunkt L03 bei $v = 60$ km/h und auf $v = 120$ km/h hochskaliert

Tab. 34: Bei $v = 60 \text{ km/h}$ gemessene Spannungskollektive im Messpunkt L03; $\Delta\sigma$ in $[\text{N/mm}^2]$

Kollektivstufen $\Delta\sigma_i$	$n_i, \text{Gleis1}$	$n_i, \text{Gleis2}$	$n_i, \text{Zugsbegegnung}$	$n_i, \text{Gesamtkollektiv} = n_i, \text{Gleis1} + n_i, \text{Gleis2} + n_i, \text{Zugsbegegnung}$
51	0	1	0	1
50	0	0	0	0
49	0	0	0	0
48	0	2	0	2
47	0	0	0	0
46	0	2	2	4
45	0	14	0	14
44	0	17	4	21
43	1	32	2	35
42	0	63	4	67
41	0	121	3	124
40	0	194	5	199
39	0	207	13	220
38	0	257	13	270
37	1	197	7	205
36	2	239	6	247
35	2	208	8	218
34	0	248	16	264
33	2	243	15	260
32	3	263	12	278
31	1	261	20	282
30	2	264	12	278
29	8	404	19	431
28	7	459	16	482
27	8	479	28	515
26	8	597	28	633
25	13	596	24	633
24	12	618	31	661
23	10	901	27	938
22	15	794	38	847
21	12	620	32	664
20	8	733	29	770
19	10	967	43	1020
18	29	1506	50	1585
17	63	2348	73	2484
16	157	1651	51	1859
15	226	837	40	1103
14	236	1067	63	1366
13	292	1732	82	2106
12	286	1892	89	2267
11	787	1820	108	2715
10	1305	2487	166	3958
9	765	2339	136	3240
8	996	2475	148	3619
7	4081	2968	242	7291
6	2252	4230	270	6752
5	1619	4058	246	5923
4	3151	1998	185	5334
3	2824	2159	150	5133
2	2459	3090	232	5781
1	4240	5924	416	10580

Tab. 35: Auf v = 120 km/h hochskalierte Spannungskollektive im Messpunkt L03; $\Delta\sigma$ in [N/mm²]

Gleis 1		Gleis 2		Zugsbegegnung		Gesamtkollektiv			
$\Delta\sigma_{i,120} = \Delta\sigma_{i,60} \cdot 1,0614$	n_i	$\Delta\sigma_{i,120} = \Delta\sigma_{i,60} \cdot 1,3915$	n_i	$\Delta\sigma_{i,120} = \Delta\sigma_{i,60} \cdot 1,2265$	n_i	$\Delta\sigma_i$	n_i	$\Delta\sigma_i$	n_i
45,6	1	71,0	1	56,4	2	71,0	1	26,5	13
39,3	1	66,8	2	54,0	4	66,8	2	26,4	967
38,2	2	64,0	2	52,7	2	64,0	2	25,8	32
37,1	2	62,6	14	51,5	4	62,6	14	25,5	12
35,0	2	61,2	17	50,3	3	61,2	17	25,0	1506
34,0	3	59,8	32	49,1	5	59,8	32	24,5	29
32,9	1	58,4	63	47,8	13	58,4	63	24,4	10
31,8	2	57,1	121	46,6	13	57,1	121	23,7	2348
30,8	8	55,7	194	45,4	7	56,4	2	23,4	15
29,7	7	54,3	207	44,2	6	55,7	194	23,3	43
28,7	8	52,9	257	42,9	8	54,3	207	22,3	12
27,6	8	51,5	197	41,7	16	54,0	4	22,3	1651
26,5	13	50,1	239	40,5	15	52,9	257	22,1	50
25,5	12	48,7	208	39,2	12	52,7	2	21,2	8
24,4	10	47,3	248	38,0	20	51,5	4	20,9	837
23,4	15	45,9	243	36,8	12	51,5	197	20,8	73
22,3	12	44,5	263	35,6	19	50,3	3	20,2	10
21,2	8	43,1	261	34,3	16	50,1	239	19,6	51
20,2	10	41,7	264	33,1	28	49,1	5	19,5	1067
19,1	29	40,4	404	31,9	28	48,7	208	19,1	29
18,0	63	39,0	459	30,7	24	47,8	13	18,4	40
17,0	157	37,6	479	29,4	31	47,3	248	18,1	1732
15,9	226	36,2	597	28,2	27	46,6	13	18,0	63
14,9	236	34,8	596	27,0	38	45,9	243	17,2	63
13,8	292	33,4	618	25,8	32	45,6	1	17,0	157
12,7	286	32,0	901	24,5	29	45,4	7	16,7	1892
11,7	787	30,6	794	23,3	43	44,5	263	15,9	82
10,6	1305	29,2	620	22,1	50	44,2	6	15,9	226
9,6	765	27,8	733	20,8	73	43,1	261	15,3	1820
8,5	996	26,4	967	19,6	51	42,9	8	14,9	236
7,4	4081	25,0	1506	18,4	40	41,7	264	14,7	89
6,4	2252	23,7	2348	17,2	63	41,7	16	13,9	2487
5,3	1619	22,3	1651	15,9	82	40,5	15	13,8	292
4,2	3151	20,9	837	14,7	89	40,4	404	13,5	108
3,2	2824	19,5	1067	13,5	108	39,3	1	12,7	286
2,1	2459	18,1	1732	12,3	166	39,2	12	12,5	2339
1,1	4240	16,7	1892	11,0	136	39,0	459	12,3	166
		15,3	1820	9,8	148	38,2	2	11,7	787
		13,9	2487	8,6	242	38,0	20	11,1	2475
		12,5	2339	7,4	270	37,6	479	11,0	136
		11,1	2475	6,1	246	37,1	2	10,6	1305
		9,7	2968	4,9	185	36,8	12	9,8	148
		8,3	4230	3,7	150	36,2	597	9,7	2968
		7,0	4058	2,5	232	35,6	19	9,6	765
		5,6	1998	1,2	416	35,0	2	8,6	242
		4,2	2159			34,8	596	8,5	996
		2,8	3090			34,3	16	8,3	4230
		1,4	5924			34,0	3	7,4	4081
						33,4	618	7,4	270
						33,1	28	7,0	4058
						32,9	1	6,4	2252
						32,0	901	6,1	246
						31,9	28	5,6	1998
						31,8	2	5,3	1619
						30,8	8	4,9	185
						30,7	24	4,2	3151
						30,6	794	4,2	2159
						29,7	7	3,7	150
						29,4	31	3,2	2824
						29,2	620	2,8	3090
						28,7	8	2,5	232
						28,2	27	2,1	2459
						27,8	733	1,4	5924
						27,6	8	1,2	416
						27,0	38	1,1	4240

Im nächsten Abschnitt wird zusätzlich zur Restlebensdauerberechnung mit dem in L03 gemessenen Spannungskollektiv, auch der Einfluss der Kollektivform – oder der Volligkeit des Spannungskollektives – auf die Restlebensdauer untersucht. Hierfür wurden aus den, in den Messpunkten H01, H02, L01, L03, L06, L08, L10, L12, Q06, Q08, Q10 und Q12 gemessenen Spannungskollektiven, ein oberes und ein unteres Grenzkollektiv mit jeweils 20 Kollektivstufen abgeleitet. Da alle gemessenen Spannungskollektive eine unterschiedliche Höhe $\Delta\sigma_{\max}$ und Länge $n_{\text{gesamt}} = \sum n_i$ besitzen, mussten diese, für den Vergleich der Kollektivform, zuerst normiert werden. In Abb. 233 sind die gemessenen und normierten Spannungskollektive und die beiden daraus abgeleiteten Grenzkollektive überlagert dargestellt. Die Höhe der einzelnen Kollektivstufen $\Delta\sigma_i$ ist immer auf das maximale Spannungsspiel $\Delta\sigma_{\max}$ bezogen, die Länge der einzelnen Kollektivstufen n_i ist immer auf die jeweilige Kollektivlänge $n = \sum n_i$ bezogen. Die Kollektivform bleibt durch diese Normierung unbeeinflusst. Tab. 36 enthält die exakte Definition der Grenzkollektive.

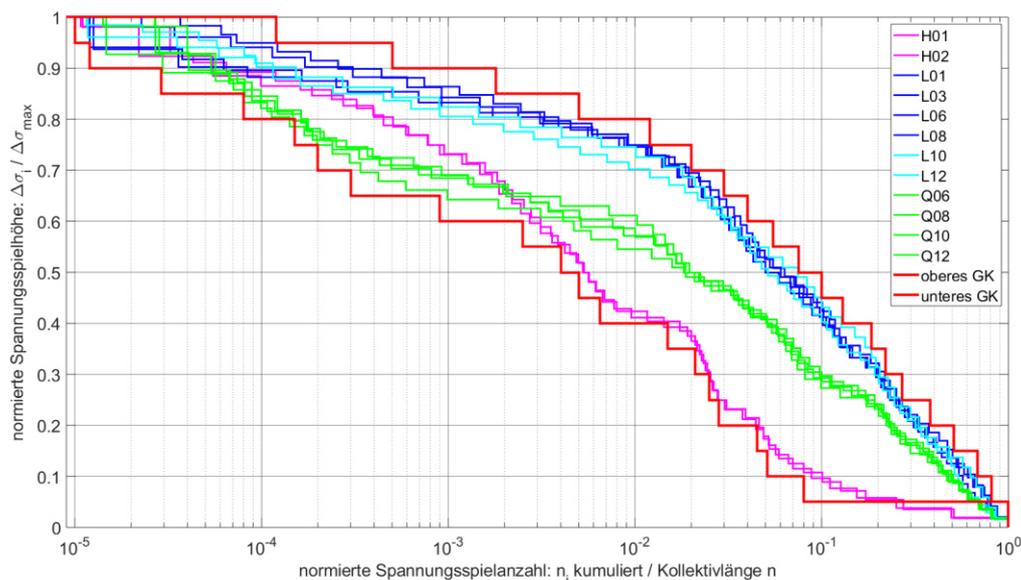


Abb. 233: Vergleich der Kollektivformen; Darstellung der gemessenen und normierten Spannungskollektive (jeweils auf ihr max. Spannungsspiel $\Delta\sigma_{\max}$ und ihre Kollektivlänge n normiert) und der daraus abgeleiteten, normierten Grenzkollektive

Tab. 36: Definition des oberen und unteren Grenzkollektivs
(auf max. Spannungsspiel $\Delta\sigma_{\max}$ und Kollektivlänge n normiert)

$\Delta\sigma_i / \Delta\sigma_{\max}$	oberes Grenzkollektiv		unteres Grenzkollektiv	
	n_i / n	n_i kumuliert / n	n_i / n	n_i kumuliert / n
1	0,00012	0,00012	0,00001	0,00001
0,95	0,00038	0,0005	0,000002	0,000012
0,9	0,0013	0,0018	0,000017	0,000029
0,85	0,0032	0,005	0,000051	0,00008
0,8	0,007	0,012	0,00007	0,00015
0,75	0,008	0,02	0,00005	0,0002
0,7	0,01	0,03	0,0001	0,0003
0,65	0,01	0,04	0,0006	0,0009
0,6	0,015	0,055	0,0016	0,0025
0,55	0,02	0,075	0,0015	0,004
0,5	0,025	0,1	0,001	0,005
0,45	0,03	0,13	0,0015	0,0065
0,4	0,055	0,185	0,0085	0,015
0,35	0,035	0,22	0,006	0,021
0,3	0,05	0,27	0,004	0,025
0,25	0,11	0,38	0,003	0,028
0,2	0,13	0,51	0,017	0,045
0,15	0,17	0,68	0,006	0,051
0,1	0,13	0,81	0,029	0,08
0,05	0,19	1	0,92	1

6.10.5 Mögliche Restlebensdauern im Vergleich

In diesem Abschnitt werden bruchmechanisch berechnete Restlebensdauerergebnisse gegenübergestellt, die sich bei verschiedenen Parametervariationen ergeben. Neben dem Einfluss der Anfangs- und Endrissgröße auf die resultierende Restlebensdauer, wird auch der Einfluss unterschiedlicher Überfahrtsgeschwindigkeiten, unterschiedlicher Material- bzw. Rissfortschrittsparameter und der Einfluss der Kollektivform selbst auf die Restlebensdauerergebnisse untersucht.

Als Basis für die folgenden Vergleiche dient immer das bei $v = 60$ km/h, im Messpunkt L03, gemessene Spannungskollektiv (vgl. Abb. 232 und Tab. 34) und der in Abb. 231 dargestellte Algorithmus zur Berechnung des Risswachstums. Die verwendeten Berechnungsparameter und das zugrundeliegende Bruchmechanikmodell sind in Abb. 227 definiert. Die Startrissgeometrie beträgt jeweils $a_0/c_0 = 0,15$, wobei die Anfangsrisstiefe in der Regel $a_0 = 1,0$ mm beträgt.

- **Einfluss der maximal zulässigen Rissgröße**

Die maximal zulässige Rissgröße definiert das Ende der Risswachstumsberechnung (vgl. Abschnitt 6.10.2), auf Basis der Spröbruchgefährdung. Der Einfluss der maximal zulässigen Rissgröße auf die bruchmechanisch berechnete Restlebensdauer wird auch im übernächsten Punkt, zum Einfluss der Anfangsrissgröße und im Punkt zum Einfluss der Rissfortschrittparameter, mit abgebildet, da die Ergebnisse immer für $a_{\max} = 0,4 / 0,5 / 0,6 / 0,7$ und $0,8 \cdot t_{UG}$ berechnet wurden. In Tab. 33 ist die für a_{\max} jeweils erforderliche Mindestbruchzähigkeit $K_{JIC, \min, erf}$ und die zugehörige, maximal zulässige Nennspannung σ_{\max} angegeben.

- **Einfluss der Überfahrtsgeschwindigkeit**

Die Restlebensdauerergebnisse, die mit dem im Messpunkt L03 bei $v = 60$ km/h gemessenen Spannungskollektiv berechnet wurden, gelten nur dann, wenn die Brücke auch zukünftig nur mit 60 km/h befahren wird. Zum Vergleich wurde daher die Restlebensdauer auch mit dem auf $v = 120$ km/h hochskalierten Spannungskollektiv berechnet (vgl. Abschnitt 4.6.1, Abb. 232 und Tab. 35), um eine möglichst realitätsnahe Einschätzung des Restlebensdauerpotentials zu ermöglichen. Bei einer praktischen Restlebensdauerberechnung sollten die Messungen der Betriebsspannungskollektive jedoch unbedingt direkt bei der zukünftig gewünschten maximalen Überfahrtsgeschwindigkeit stattfinden. Dadurch sind alle dynamischen Effekte direkt in den Messungen abgebildet und der erforderliche Teilsicherheitsfaktor γ_{Ff} kann sehr gering gewählt werden. Beispielsweise erscheint ein Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_{Ff} = 1,05$ als ausreichend, zur Berücksichtigung eventueller Messtoleranzen. Die Ergebnisse des auf $v = 120$ km/h hochskalierten Spannungskollektives dienen nur zum anschaulichen Vergleich des großen Einflusses der Überfahrtsgeschwindigkeit. Der Einfluss der Überfahrtsgeschwindigkeit auf die Restlebensdauer wird auch im folgenden Punkt, zum Einfluss der Anfangsrissgröße und im Punkt zum Einfluss der Rissfortschrittparameter, mit abgebildet, da die Ergebnisse immer für beide Überfahrtsgeschwindigkeiten $v = 60$ km/h und $v = 120$ km/h dargestellt sind.

- **Einfluss der Anfangsrisgröße**

Die Anfangsrisgröße a_0 definiert den Start der Risswachstumsberechnung (vgl. Abschnitt 6.9). In Tab. 37 werden die Restlebensdauerergebnisse für eine Startrissgröße von $a_0 = 1$ mm und in Tab. 38 für eine Startrissgröße von $a_0 = 1,28$ mm, entsprechend Gl. 126, dargestellt. Die Rissfortschrittsparameter entsprechen der Empfehlung des British Standard [59] in Tab. 29 ($P_{\ddot{U}} = 97,7\%$, $R_K \geq 0,5$, $\Delta K_{th} = 2 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$). Für beide Kollektive ($v = 60 \text{ km/h}$ und $v = 120 \text{ km/h}$) wurde ein Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_{Ff} = 1,05$ gewählt ($\Delta\sigma_{i,d} = \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i$).

Vergleicht man Tab. 37 mit Tab. 38, sieht man deutlich die Abnahme der möglichen Restlebensdauer, wenn ein größerer Startriss angenommen wird. Wie in Abschnitt 6.9 erläutert wurde, hängt die anzusetzende Startrissgröße direkt von der verwendeten zerstörungsfreien Rissprüfung ab. Die FKM Richtlinie [77] zeigt, dass hier durchaus Potential vorhanden ist, die Startrissgröße a_0 auch kleiner als 1 mm zu wählen (vgl. Tab. 32). Bei einer angenommenen Startrisstiefe von $a_0 = 0,75$ mm (Oberflächenrisslänge $2c_0 = 5$ mm, bei $a_0/c_0 = 0,15$), erhöht sich die mögliche Restlebensdauer bei $v = 120 \text{ km/h}$ und bei $a_{max} = 0,8 \cdot t_{UG}$ auf 48 Jahre sowie auf 40 Jahre bei $a_{max} = 0,4 \cdot t_{UG}$.

Tab. 37: Restlebensdauervergleich, bei einer Variation der zulässigen maximalen Risstiefe und Überfahrtsgeschwindigkeit und Anfangsrisstiefe $a_0 = 1$ mm

a_{max}		RLD $v = 60 \text{ km/h}$	RLD $v = 120 \text{ km/h}$
$0,8 \cdot t_{UG}$	9,6 mm	157 Jahre	33,2 Jahre
$0,7 \cdot t_{UG}$	8,4 mm	155 Jahre	32,6 Jahre
$0,6 \cdot t_{UG}$	7,2 mm	153 Jahre	31,8 Jahre
$0,5 \cdot t_{UG}$	6,0 mm	149 Jahre	30,5 Jahre
$0,4 \cdot t_{UG}$	4,8 mm	144 Jahre	28,7 Jahre

Tab. 38: Restlebensdauervergleich, bei einer Variation der zulässigen maximalen Risstiefe und Überfahrtsgeschwindigkeit und Anfangsrisstiefe $a_0 = 1,28$ mm

a_{max}		RLD $v = 60 \text{ km/h}$	RLD $v = 120 \text{ km/h}$
$0,8 \cdot t_{UG}$	9,6 mm	108 Jahre	24,7 Jahre
$0,7 \cdot t_{UG}$	8,4 mm	106 Jahre	24,1 Jahre
$0,6 \cdot t_{UG}$	7,2 mm	104 Jahre	23,3 Jahre
$0,5 \cdot t_{UG}$	6,0 mm	101 Jahre	22,2 Jahre
$0,4 \cdot t_{UG}$	4,8 mm	96 Jahre	20,5 Jahre

Zwischen den beiden Überfahrtsgeschwindigkeiten ist ein sehr deutlicher Restlebensdauerunterschied feststellbar. Aber auch die, im Vergleich deutlich niedrigeren, Restlebensdauerergebnisse bei $v = 120$ km/h, in der Größenordnung zwischen 20 und 33 Jahren, sind sehr beachtlich und in einer absolut praxisrelevanten Größenordnung, wenn man bedenkt, dass ein typisches Erneuerungsintervall für den Korrosionsschutz etwa 25 Jahre beträgt.

- **Einfluss der maximalen Risstiefe**

Die Änderung der maximal zulässige Risstiefe a_{\max} hat nur einen vergleichsweise geringen Einfluss auf die mögliche Restlebensdauer. Um diesen Einfluss der Variation von a_{\max} auch bei $v = 120$ km/h darzustellen, wurde die zugehörige Restlebensdauer mit einer zusätzlichen Nachkommastelle angegeben. In der Praxis wird die Angabe der Restlebensdauer in ganzen Jahren empfohlen.

In Abb. 234 bis Abb. 237 ist die Änderung der Rissgeometrie und der Rissgröße, für den Fall $a_0 = 1$ mm und beide Überfahrtsgeschwindigkeiten, dargestellt. Die Rissgeometrie entwickelt sich bei beiden Überfahrtsgeschwindigkeiten praktisch ident. Ausgehend von einem sehr flachen halbelliptischen Oberflächenriss mit $a_0/c_0 = 0,15$, bis zu einem etwas tieferen halbelliptischen Oberflächenriss mit $a_{\max}/c_{\max} \sim 0,48$ (vgl. Abb. 234 und Abb. 236). Dabei ist die Risswachstumsgeschwindigkeit zu Beginn relativ langsam, sie nimmt jedoch deutlich zu, je größer der Riss wird (vgl. Abb. 235 und Abb. 237). Bei den, in Tab. 37 und Tab. 38, dargestellten Fällen mit $a_{\max} = 9,6$ mm beträgt die Lebensdauer von a_0 bis $a = 4,8$ mm zwischen 83 und 92 % der gesamten, berechneten Restlebensdauer von a_0 bis a_{\max} .

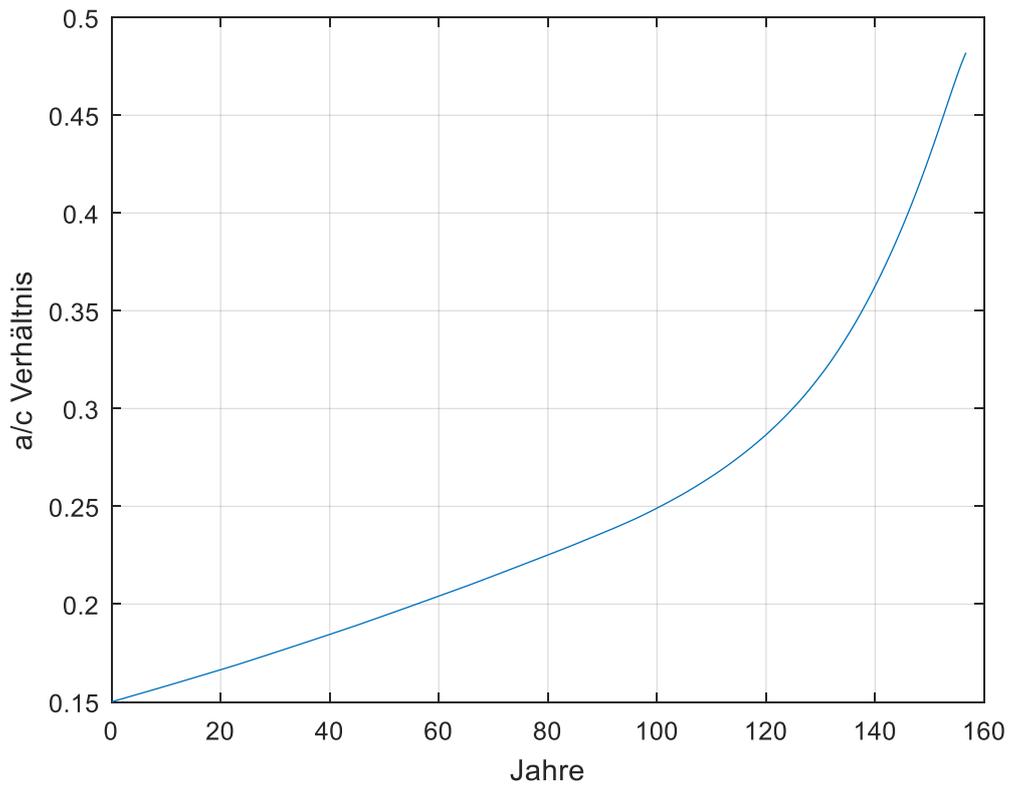


Abb. 234: Rissgeometrieänderung im Verhältnis zur Restlebensdauer, bei $a_0 = 1$ mm und $v = 60$ km/h

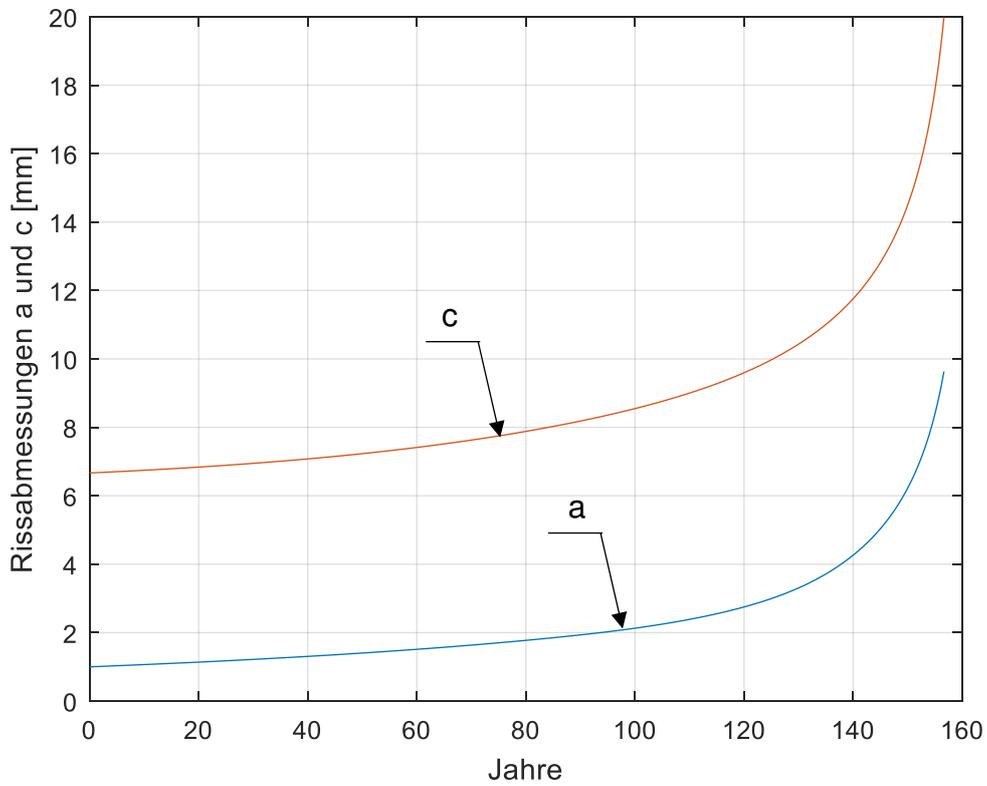


Abb. 235: Rissgröße im Verhältnis zur Restlebensdauer, bei $a_0 = 1$ mm und $v = 60$ km/h

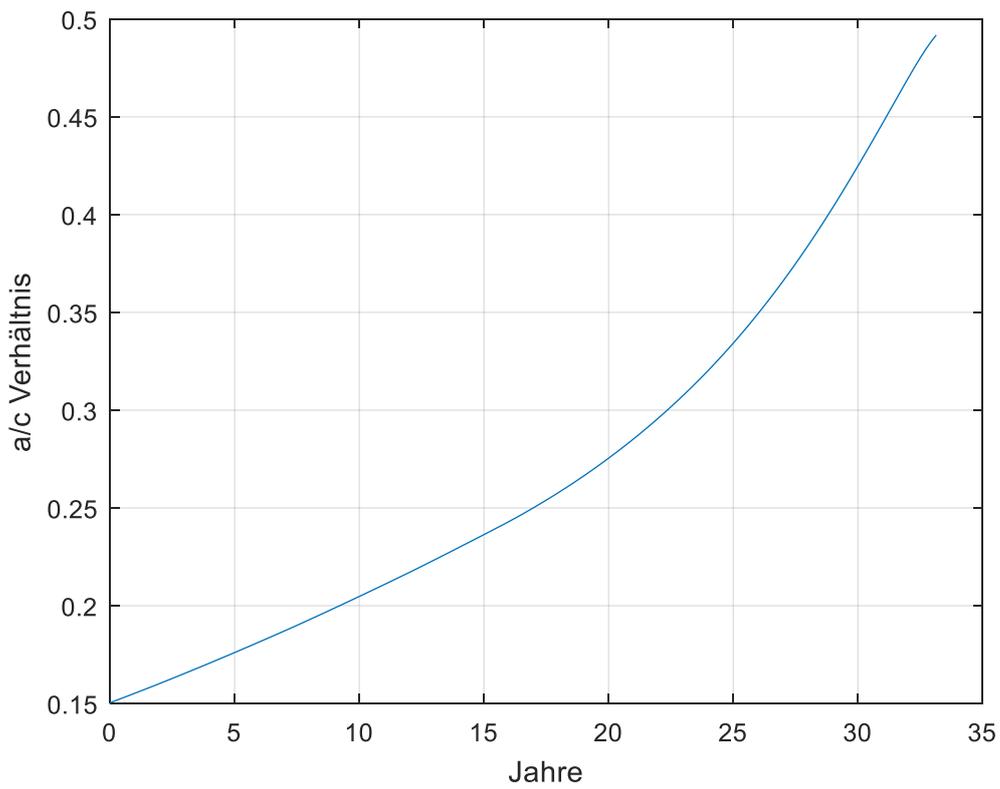


Abb. 236: Rissgeometrieänderung im Verhältnis zur Restlebensdauer bei $a_0 = 1$ mm und $v = 120$ km/h

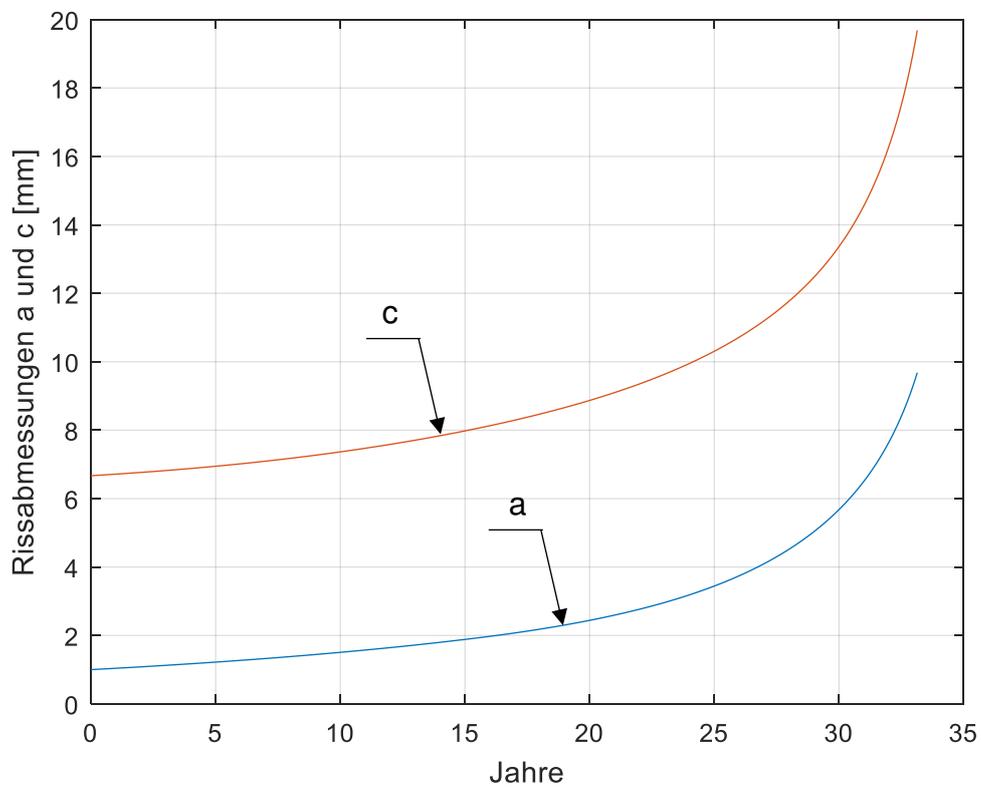


Abb. 237: Rissgröße im Verhältnis zur Restlebensdauer bei $a_0 = 1$ mm und $v = 120$ km/h

- **Einfluss unterschiedlicher Materialparameter**

In diesem Abschnitt werden die möglichen Restlebensdauerergebnisse gegenübergestellt, die sich bei unterschiedlichen Rissfortschrittsparametern ergeben. Die verwendeten Rissfortschrittsparameter sind in Tab. 29 angeführt und entsprechen den Angaben aus dem British Standard [59]. Die Unterscheidung der Rissfortschrittsparameter erfolgt einerseits über die angegebene Überlebenswahrscheinlichkeit $P_{\bar{U}} = 50\%$ und $P_{\bar{U}} = 97,7\%$ und andererseits über die zugrundeliegende Höhe der Mittelspannung $R_K < 0,5$ und $R_K \geq 0,5$. Der Schwellenwert des Spannungsintensitätsfaktors ist immer mit $\Delta K_{th} = 2 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ festgelegt. Die Anfangsrissgröße beträgt einheitlich $a_0 = 1 \text{ mm}$. In Tab. 39 wird der Restlebensdauervergleich für die Überfahrtsgeschwindigkeit $v = 60 \text{ km/h}$ dargestellt, in Tab. 40 für $v = 120 \text{ km/h}$. Für die praktische, bruchmechanische Restlebensdauerberechnung von geschweißten Detailpunkten einer Eisenbahnbrücke sind die Materialkennwerte bei $P_{\bar{U}} = 97,7\%$ und $R_K \geq 0,5$ empfohlen (vgl. Spalten ganz rechts), die auch schon im vorigen Vergleich in Tab. 37 und Tab. 38 verwendet wurden.

Wechselt man vom charakteristischen Wert der Überlebenswahrscheinlichkeit $P_{\bar{U}} = 97,7\%$ auf den Erwartungswert bei $P_{\bar{U}} = 50\%$ (in Tab. 39 und Tab. 40 jeweils eine Spalte weiter nach links), sieht man eine deutliche Zunahme der bruchmechanisch berechenbaren Restlebensdauer. Sie erhöht sich dabei um den Faktor 4,2 bis 4,3 bei $v = 60 \text{ km/h}$ und um den Faktor 3,6 bis 3,9 bei $v = 120 \text{ km/h}$.

Bei der Annahme von $R_K < 0,5$ erhöht sich die bruchmechanische berechenbare Restlebensdauer (im Vergleich zu $R_K \geq 0,5$) ebenfalls signifikant. In Tab. 39 wurde hier nur mehr ein Wert, bei $a_{max} = 0,4 t_{UG}$ und $P_{\bar{U}} = 97,7\%$, berechnet, da hier die erforderliche Berechnungsdauer bereits relativ lange ist und die Aussagekraft derart hoher Restlebensdauerergebnisse nur mehr auf den Vergleich der resultierenden Größenordnungen beschränkt ist. Grundsätzlich sollten derartig hohe rechnerische Restlebensdauern in der Praxis gar nicht ausgewiesen werden, eine Angabe von > 100 Jahren ist ausreichend.

Tab. 39: Restlebensdauervergleich, bei einer Variation der Rissfortschrittsparameter und der zulässigen Risstiefe; $v = 60 \text{ km/h}$; $a_0 = 1 \text{ mm}$

a_{\max}		$R_K < 0,5$		$R_K \geq 0,5$	
		$P_{\bar{U}} = 50 \%$	$P_{\bar{U}} = 97,7 \%$	$P_{\bar{U}} = 50 \%$	$P_{\bar{U}} = 97,7 \%$
$0,8 \cdot t_{UG}$	9,6 mm	-	-	661 Jahre	157 Jahre
$0,7 \cdot t_{UG}$	8,4 mm	-	-	657 Jahre	155 Jahre
$0,6 \cdot t_{UG}$	7,2 mm	-	-	651 Jahre	153 Jahre
$0,5 \cdot t_{UG}$	6,0 mm	-	-	641 Jahre	149 Jahre
$0,4 \cdot t_{UG}$	4,8 mm	-	52400 Jahre	623 Jahre	144 Jahre

Tab. 40: Restlebensdauervergleich, bei einer Variation der Rissfortschrittsparameter und der zulässigen Risstiefe; $v = 120 \text{ km/h}$; $a_0 = 1 \text{ mm}$

a_{\max}		$R_K < 0,5$		$R_K \geq 0,5$	
		$P_{\bar{U}} = 50 \%$	$P_{\bar{U}} = 97,7 \%$	$P_{\bar{U}} = 50 \%$	$P_{\bar{U}} = 97,7 \%$
$0,8 \cdot t_{UG}$	9,6 mm	13044 Jahre	3611 Jahre	122 Jahre	33,2 Jahre
$0,7 \cdot t_{UG}$	8,4 mm	13040 Jahre	3610 Jahre	121 Jahre	32,6 Jahre
$0,6 \cdot t_{UG}$	7,2 mm	13033 Jahre	3607 Jahre	119 Jahre	31,8 Jahre
$0,5 \cdot t_{UG}$	6,0 mm	13014 Jahre	3601 Jahre	115 Jahre	30,5 Jahre
$0,4 \cdot t_{UG}$	4,8 mm	12951 Jahre	3583 Jahre	111 Jahre	28,7 Jahre

Es zeigt sich, dass der Einfluss der unterschiedlichen Rissfortschritts-Materialparameter deutlich größer ist, als beispielsweise der Einfluss der maximal zulässigen Rissgröße a_{\max} . Vergleicht man die Restlebensdauerergebnisse für $R_K < 0,5$ und $R_K \geq 0,5$ (jeweils für dieselbe Überlebenswahrscheinlichkeit $P_{\bar{U}} = 50 \%$ oder $P_{\bar{U}} = 97,7 \%$), ergeben sich, bei den Ergebnissen in Tab. 40, Erhöhungsfaktoren zwischen 107 und 125. Durch die Reduktion der Überfahrtsgeschwindigkeit, von $v = 120 \text{ km/h}$ auf $v = 60 \text{ km/h}$, erhöhen sich die Restlebensdauerergebnisse bei $R_K \geq 0,5$ um einen Faktor zwischen 4,7 und 5,6.

- **Einfluss der Kollektivform**

Zuletzt wird auch noch der Einfluss der Kollektivform – oder der Völligkeit des Spannungskollektives – auf die resultierende rechnerische Restlebensdauer untersucht. Die Frage besteht, ob eine Messung des konkreten Spannungskollektives am betrachteten Detailpunkt tatsächlich erforderlich ist, oder ob eventuell auch mit standardisierten Kollektivformen gearbeitet werden kann. Neben der Kollektivform, die im Messpunkt L03 gemessen wurde, wird die Restlebensdauer auch für die beiden, aus den Messungen abgeleiteten, Grenzkollektivformen (vgl. Abb. 233), sowie für ein Einstufenkollektiv berechnet. Die Restlebensdauerergebnisse sind in Tab. 41 dargestellt. Für

einen anschaulichen Vergleich wird in Tab. 41 auch die Kollektivhöhe $\Delta\sigma_{\max}$ variiert (daher ist hier auch kein zusätzlicher Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ff} berücksichtigt). Die Kollektivlänge ist bei allen Kollektiven ident. Das Restlebensdauerergebnis in Jahren bezieht sich auf eine linear hochgerechnete Kollektivlänge, auf Basis des im Messpunkt L03 über 28 Tage gemessenen Kollektives. Die Rissfortschrittsparameter entsprechen der Empfehlung des British Standard [59] in Tab. 29 ($P_{\bar{U}} = 97,7\%$, $R_K \geq 0,5$, $\Delta K_{th} = 2 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$), die Startrissgröße beträgt $a_0 = 1 \text{ mm}$ und $a_0/c_0 = 0,15$. Die Endrissgröße ist mit $a_{\max} = 0,8 t_{UG} = 9,6 \text{ mm}$ definiert.

Tab. 41: Restlebensdauervergleich, bei einer Variation der Kollektivform und -höhe
 $a_0 = 1 \text{ mm}$; $a_{\max} = 0,8 t_{UG} = 9,6 \text{ mm}$; $a_0/c_0 = 0,15$; alle Kollektivlängen sind ident

Kollektivhöhe $\Delta\sigma_{\max}$ [N/mm ²]	Restlebensdauer bei unterschiedlicher Kollektivform			
	Einstufenkollektiv	oberes Grenzkollektiv	Messpunkt L03	unteres Grenzkollektiv
35	10,5 Jahre	1871 Jahre	3183 Jahre	104096 Jahre
40	5,6 Jahre	410 Jahre	881 Jahre	27151 Jahre
45	3,3 Jahre	168 Jahre	417 Jahre	9869 Jahre
50	2,1 Jahre	86 Jahre	228 Jahre	4024 Jahre
55	1,5 Jahre	49,4 Jahre	136 Jahre	1999 Jahre
60	1,1 Jahre	30,9 Jahre	87 Jahre	1155 Jahre
65	0,9 Jahre	20,5 Jahre	59 Jahre	725 Jahre
70	0,7 Jahre	14,3 Jahre	42,4 Jahre	482 Jahre
75	0,6 Jahre	10,4 Jahre	31,5 Jahre	336 Jahre

Der Ergebnisvergleich in Tab. 41 zeigt den großen Einfluss der Völligkeit des Spannungskollektives. Auch wenn das obere Grenzkollektiv und das Spannungskollektiv im Messpunkt L03 in Abb. 233 sehr ähnlich aussehen, ist die resultierende, rechnerische Restlebensdauer mit dem gemessenen Spannungskollektiv dennoch um einen Faktor 2 bis 3 höher, als bei dem Ansatz des oberen Grenzkollektives.

Der Ergebnisvergleich des Einstufenkollektives – dem Spannungskollektiv mit der höchstmöglichen Völligkeit – und des unteren Grenzkollektives – die Kollektivform ist in der einfach-logarithmischen Darstellung in Abb. 233 annähernd linear – veranschaulicht die Bandbreite der resultierenden, rechnerische Restlebensdauer, die sich aufgrund unterschiedlicher Völligkeit des Spannungskollektives ergeben kann. Dadurch zeigt sich die Notwendigkeit, dass das tatsächliche Spannungskollektiv möglichst exakt, direkt am betrachteten Detailpunkt gemessen werden muss.

In Abb. 238 werden die Ergebnisse aus Tab. 41 als bruchmechanisch, berechnete Lebensdauerlinien dargestellt. Ganz links sind die Ergebnisse des Einstufenkollektives (ESK) zu sehen. Die Lebensdauerlinie der Kollektivform L03 liegt zwischen der des oberen Grenzkollektives (oGK) und der des unteren Grenzkollektives (uGK). Die Höhe der bruchmechanischen Dauerfestigkeit ergibt sich in diesem Beispiel durch den Schwellenwert des Spannungsintensitätsfaktors ΔK_{th} bei $\Delta\sigma_{max}$ knapp unter 30 N/mm². Dies stellt jene Spannungsspielhöhe dar, unter der kein Risswachstum angenommen wird (vgl. Abschnitt 6.3).

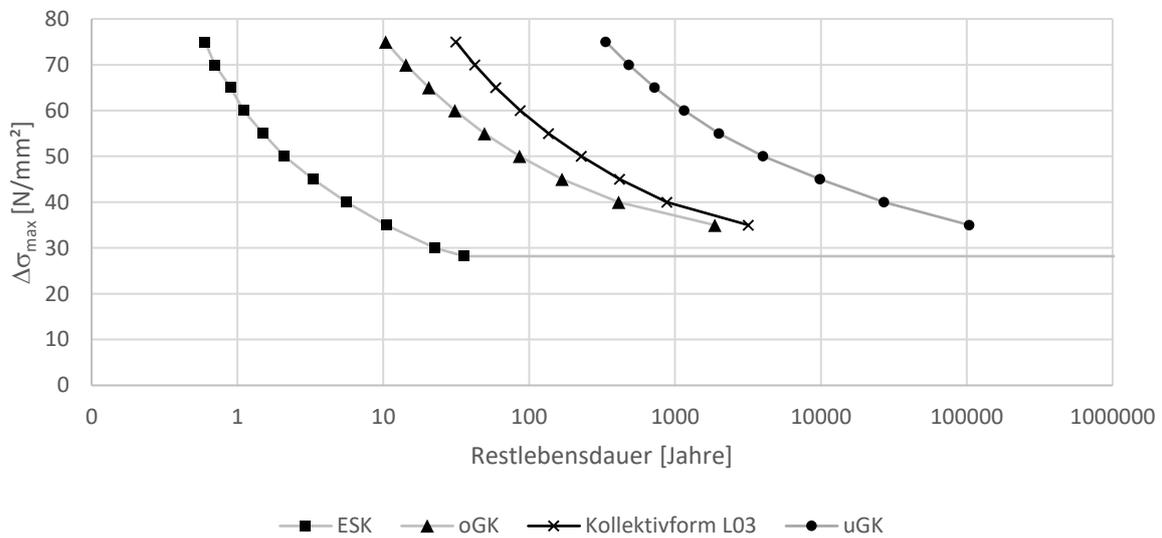


Abb. 238: Bruchmechanisch berechnete Lebensdauerlinien zum Vergleich des Einflusses der Kollektivform und -höhe auf die rechnerische Restlebensdauer

6.11 Anwendung der Bruchmechanik – Zusammenfassung

Die Vergleichsrechnungen in diesem Abschnitt 6 zeigen deutlich das große Potential der bruchmechanischen Restlebensdauerberechnung bei Bestandsbrücken. Die dargestellte praktische, bruchmechanische Restlebensdauerberechnung des Referenzdetails ist relativ einfach durchzuführen und zeigt die wesentlichen Einflussfaktoren auf die resultierende rechnerische Restlebensdauer.

Ein besonderer Vorteil des bruchmechanischen Restlebensdauernachweises ist, dass, wenn bei einer eingehenden Rissprüfung der kritischen Bauteildetails kein Riss gefunden wird, die vergangene Betriebsbeanspruchung praktisch ohne Bedeutung ist. Es wird immer vom aktuellen Untersuchungszeitpunkt ausgegangen. Die in diesem Fall anzusetzende, fiktive Anfangsrissgröße ist ein wesentlicher Einflussfaktor auf die berechenbare Restlebensdauer und kann, in einem gewissen Rahmen, durch den Aufwand bzw. die Methoden der zerstörungsfreien Rissprüfung beeinflusst werden.

Bei den dargestellten Einflussfaktoren muss immer unterschieden werden, wie zutreffend diese bestimmt werden können. Können die entsprechenden Parameter nur schwierig ermittelt werden, muss auf konservative Annahmen zurückgegriffen werden. Die tatsächlich vorhandene Betriebsbeanspruchung ist einer der wichtigsten Einflussfaktoren auf die Restlebensdauer und kann glücklicherweise relativ einfach, direkt am kritischen Bauteildetail, über einen repräsentativen Zeitraum gemessen werden. Durch diese Messung können sämtliche relevanten, auch dynamischen, Einflüsse der aktuellen Betriebsbeanspruchung, wie beispielsweise die Höhe des Spannungskollektives, der Einfluss der Überfahrtsgeschwindigkeit, der Einfluss der Betriebszugmischung oder auch der Einfluss der zutreffenden Zentrifugalkraftwirkung (bei Gleisen im Bogen) genau erfasst werden. Daher sollte versucht werden, das Spannungskollektiv der Betriebsbeanspruchung möglichst genau zu bestimmen.

Die zutreffende, statistisch korrekte Bestimmung der bruchmechanischen Materialparameter ist hingegen bei einer Bestandsbrücke nur schwierig möglich. Einerseits ist die Bestimmung der bruchmechanischen Materialparameter im Labor relativ aufwendig und andererseits ist die Anzahl der verfügbaren Materialproben bei einer Bestandsbrücke begrenzt. Daher wird hier empfohlen, die konservativen Materialparameter des British Standard [59] zu verwenden und diese mit einigen wenigen Materialproben der Bestandsbrücke abzusichern. In Abschnitt 6.10.5 konnte aber auch mit dem Ansatz

der konservativsten Rissfortschrittsparameter des British Standards eine praxisrelevante Restlebensdauer in der Größenordnung von über 20 Jahren für das betrachtete Referenzdetail berechnet werden.

Die maximal zulässige oder kritische Rissgröße, als Ende der Rissfortschrittsrechnung, hat nur einen relativ geringen Einfluss auf die berechenbare Restlebensdauer, da der Großteil der Lebensdauer in einem Bereich liegt, wenn der Riss noch relativ klein ist. Bei der somit möglichen Definition einer relativ kleinen, maximal zulässigen Rissgröße, ist die vorhandene Bruchzähigkeit und die zugehörige Maximalbelastung meist nicht maßgebend.

Ein weiterer Vorteil der Anwendung der Bruchmechanik ist, dass anschließend an die bruchmechanische Restlebensdauerberechnung ein sinnvolles Inspektionsintervall abgeleitet werden kann, beispielsweise als ein Drittel der berechneten Restlebensdauer. Wird ein Riss bei einer neuerlichen Rissprüfung nach dem gewählten Inspektionsintervall gefunden, kann die ursprüngliche Rissfortschrittsrechnung überprüft und korrigiert werden. Die Wahrscheinlichkeit einen inzwischen größeren Riss zu finden ist ebenfalls höher als zu Beginn. Wird bei der neuerlichen Rissprüfung wieder kein Riss gefunden, kann die ursprünglich bruchmechanisch berechnete Restlebensdauer erneut vollständig angesetzt werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit wurden mögliche Ansätze analysiert, die das Potential bieten, die rechnerische Restlebensdauer bestehender Eisenbahnbrücken zu verlängern, wenn mit der konventionellen Restlebensdauerberechnung kein zufriedenstellendes Ergebnis mehr erzielt werden kann.

Als erster Ansatz wurde, am Beispiel einer Eisenbahnbrücke im österreichischen Hauptstreckennetz, untersucht, wie zutreffend die aktuell gültigen, normgemäßen Lastannahmen im Vergleich zur tatsächlichen Betriebsbeanspruchung sind. Grundlage für diesen Ansatz ist der bekannte Zusammenhang, dass schon bei einer geringen möglichen Reduktion des anzusetzenden schadensäquivalenten Einstufenkollektives, eine signifikante Verlängerung der Gesamtlebensdauer und eine entsprechend höhere prozentuelle Verlängerung der Restlebensdauer möglich ist. Beispielsweise führt bereits eine Spannungsreduktion des schadensäquivalenten Einstufenkollektives $\Delta\sigma_e$ von -10 % zu einer Verlängerung der Gesamtlebensdauer von +37 %.

Für den Vergleich wurde die tatsächliche Betriebsbeanspruchung an den maßgebenden, ermüdungskritischen Bauteildetails der Eisenbahnbrücke über einen Zeitraum von 28 Tagen gemessen und das zugehörige Messkonzept erläutert. Parallel dazu wurde die normgemäße Betriebsbeanspruchung mit den Lastmodellen des Eurocodes und einem detaillierten Computermodell der Eisenbahnbrücke simuliert. Durch den Vergleich der gemessenen und der simulierten Betriebsspannungskollektive konnte in dieser Arbeit gezeigt werden, dass die gemessene Ermüdungsbeanspruchung – in Form des äquivalenten Spannungsspiels $\Delta\sigma_e$ – der untersuchten Brücke in allen Messpunkten deutlich geringer ist als die normgemäß anzusetzenden Ermüdungsbeanspruchung. Dies obwohl die maximalen gemessenen Spannungsspiele durchaus dieselbe Größenordnung aufwiesen, wie jenes aus dem Eurocode Lastmodell. Dies wurde auch durch den zugehörigen Vergleich der jeweiligen schadensäquivalenten Einstufenkollektive quantifiziert. Mit den gemessenen Betriebsspannungskollektiven konnte eine Reduktion der Höhe der schadensäquivalenten Einstufenkollektive von zumindest 35 % im Vergleich zur normgemäßen Simulation der Betriebsbeanspruchung berechnet werden (vgl. Tab. 8).

Kann darüber hinaus nachgewiesen werden, dass die Betriebsbeanspruchung in der Vergangenheit nicht höher war als die aktuelle Betriebsbeanspruchung, kann das gemessene Spannungskollektiv für den Ermüdungsnachweis einfach auf die bisherige Lebensdauer skaliert werden. Dabei können auch Änderungen der Betriebsbeanspruchung in der Vergangenheit leicht mitberücksichtigt werden.

Da die Messung und der Vergleich der Betriebsbeanspruchung auf einer stark befahrenen Brücke im österreichischen Hauptstreckennetz stattfand, ist davon auszugehen, dass die hier nachgewiesene mögliche Reduktion der berechneten Ermüdungsschädigung auch bei anderen Eisenbahnbrücken in ähnlicher Größenordnung nachgewiesen werden kann. Um jedoch eine generelle Aussage zur tatsächlichen Betriebsbeanspruchung von Eisenbahnbrücken treffen zu können, werden zusätzliche, gleichartige Messungen auf weiteren Brücken empfohlen. Der angeführte Vergleich zeigt jedoch auf jeden Fall das deutliche Potential zur Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer einer Eisenbahnbrücke durch die Einbeziehung der Messung der tatsächlichen Betriebsbeanspruchung. Eine genaue Messung der tatsächlichen Betriebsbeanspruchung eliminiert zusätzlich viele Modellierungsunschärfen bei der numerischen Simulation der Betriebsbeanspruchung. Das heißt, durch die Messung direkt an den ermüdungskritischen Bauteildetails können alle unwägbaren Effekte der tatsächlichen Lastabtragung erfasst werden.

Zusätzlich wurden unterschiedliche Systematiken zur Schadensakkumulation der Betriebsspannungskollektive verglichen. Neben den Schadensakkumulationsregeln des Eurocodes wurde beispielsweise auch die Anwendung der, in der FKM Richtlinie [22] empfohlenen, konsequenten Miner-Regel analysiert und genau erläutert. Die konsequente Miner-Regel basiert auf den gleichen Grundannahmen wie die Berechnung der Schädigungssumme nach Eurocode 1993-1-9 [6], ersetzt jedoch die von Haibach [16] abgeleiteten, ingenieurmäßigen Vereinfachungen zur Berücksichtigung der Schädigungswirkung der Spannungsspiele unterhalb der anfänglichen Dauerfestigkeit. Da gerade die Betriebsspannungskollektive einer Eisenbahnbrücke viele Spannungsspiele unterhalb der anfänglichen Dauerfestigkeit aufweisen, kann mit Hilfe der konsequenten Miner-Regel in der Regel eine Reduktion des schadensäquivalenten Einstufenkollektives berechnet werden. Durch die Anwendung der konsequenten Miner-Regel ergibt sich im Beispielvergleich in Tab. 13, im maßgebenden Messpunkt L03, eine

mögliche Reduktion des schadensäquivalenten Einstufenkollektives von 2 %, im Vergleich zur Schadensakkumulation des Eurocodes.

Als zweiter Ansatz zur Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer wurde die praktische Anwendung alternativer Wöhlerlinienkonzepte zur Beurteilung der Ermüdungstragfähigkeit analysiert und genau beschrieben. Grundlage ist ein typischer, geschweißter Quersteifenanschluss, der auch bei der untersuchten Eisenbahnbrücke das maßgebende Detail der konventionellen Restlebensdauerberechnung war. Da mit dem Struktur- und dem Kerbspannungskonzept die Detailgeometrie und die Spannungskonzentration genauer abgebildet werden kann, als dies mit den teilweise sehr breiten Ermüdungsfestigkeitsklassen des Nennspannungskonzeptes möglich ist, konnte für gewisse Detailabmessungsvarianten des Quersteifenanschlusses eine Verlängerung der Lebensdauer berechnet werden. Mit dem Kerbspannungskonzept ist bei der Abmessungsvariante V1 – die dem Referenzdetail der untersuchten Eisenbahnbrücke gleicht – eine Verdoppelung der rechnerischen Lebensdauer gegenüber dem Nennspannungskonzept möglich. Mit dem Strukturspannungskonzept konnte, je nachdem welche Literaturquelle zur Berücksichtigung des Blechdickeneinflusses gewählt wurde, die rechnerische Lebensdauer der Abmessungsvariante V1 um den Faktor 1,1 bis 2,2 verlängert werden. Dass eine, im Vergleich zum Lebensdauerergebnis des Nennspannungskonzeptes, deutlich längere Lebensdauer des betrachteten Quersteifenanschlusses durchaus der Realität entspricht, zeigt auch die Tatsache, dass bei keinem der 120 Quersteifenanschlüsse der Referenzbrücke Ermüdungsrisse vorhanden waren. Auch der pauschale Lebensdauervergleich mit den Längsträger-Ermüdungsversuchen von Fisher [76] in Abschnitt 5.6 zeigt die Tendenz, dass mit dem Nennspannungskonzept die Lebensdauer eines Quersteifenanschlusses mit geringen Detailabmessungen möglicherweise unterschätzt wird.

Die Struktur- und Kerbspannungsberechnungen des geschweißten Quersteifenanschlusses zeigen den signifikanten Größeneinfluss auf die Lebensdauerergebnisse. Der Größeneinfluss betrifft einerseits die Untergurtdicke t_{UG} und andererseits die Anschlusslänge L (Blechdicke der Quersteife inklusive der zugehörigen Kehlnahtdicken). Im Vergleich dazu, ergeben die Regeln des Nennspannungskonzept im Eurocode [6] bei allen untersuchten Abmessungsvarianten dieselbe Lebensdauer (2 Millionen Lastwechsel bei $\Delta\sigma_{Nenn} = 80 \text{ N/mm}^2$). Die Regeln zum Nennspannungskonzept in der IIW

Richtlinie ergeben je nach Abmessungsvariante, durch eine unterschiedliche Kerbfallklassifizierung, entweder 1,4 oder 2 Millionen Lastwechsel. Mit dem Strukturspannungskonzept ergibt sich – durch die unterschiedlichen Regeln zur Berücksichtigung des Größeneinflusses und der Kerbfallklassifizierung im Eurocode, den IIW Richtlinien und den weiteren untersuchten Literaturquellen – eine Bandbreite der rechnerischen Lebensdauer von etwa 1,1 bis 4,3 Millionen Lastwechsel über alle untersuchten Abmessungsvarianten. Mit dem Kerbspannungskonzept ergibt sich über alle untersuchten Abmessungsvarianten eine Bandbreite der rechnerischen Lebensdauer von etwa 1,4 bis 4,1 Millionen Lastwechsel.

Das Kerbspannungskonzept eignet sich prinzipiell sehr gut zur Beurteilung sämtlicher Größeneinflüsse, da diese automatisch mit der Spannungsberechnung erfasst werden können und keine Unterschiede bei der Kerbfallklassifizierung erforderlich sind. Hier ist der Zusammenhang der abnehmenden, rechnerischen Lebensdauer bei zunehmender Anschlusslänge bzw. Gurtdicke eindeutig erkennbar.

Auch im Strukturspannungskonzept gibt es Berechnungsmethoden, die den Blechdickeneinfluss direkt abbilden können. Bei der üblichen Strukturspannungsextrapolation muss der Blechdickeneinfluss jedoch zwingend, separat über einen Blechdickenfaktor berücksichtigt werden, um ähnliche Ergebnisse zum Kerbspannungskonzept zu erhalten. Die Lebensdauer Vergleiche zeigen, dass es nicht einfach ist, einen zutreffenden Blechdickenfaktor zu bestimmen. Gerade bezüglich des Blechdickenfaktors gibt es in der Literatur unterschiedlichste Regelungen. Hier ist sicherlich weiterer Forschungsbedarf gegeben, da der große Vorteil des Strukturspannungskonzeptes gerade in der Möglichkeit liegt, ein relativ einfaches, grob vernetztes FE-Modell zu verwenden. Dann ist allerdings ein separater Blechdickenfaktor erforderlich.

Dass im Eurocode beim Nennspannungskonzept auf einen Blechdickenfaktor für den Kerbfall Quersteifenanschluss verzichtet wird, ist nach den gezeigten Vergleichsrechnungen nicht ganz nachvollziehbar. Auch hier wäre aus der Sicht des Autors eine Berücksichtigung unterschiedlicher Gurtdicken sinnvoll. Dass das Strukturspannungskonzept in den Eurocode aufgenommen wurde, ist durchaus zu begrüßen. Es sollten jedoch, gerade zur Vermeidung von Missverständnissen in der Anwendung, auch die zugehörigen Berechnungsvarianten zur Ermittlung der zutreffenden „hot spot“-Spannung zumindest erwähnt werden. Darüber hinaus wäre sicherlich auch die Aufnahme des Kerbspannungskonzeptes im Eurocode für gewisse Details sinnvoll.

Wie zuletzt in Abschnitt 5.7 gezeigt wird, lassen sich die alternativen Wöhlerlinienkonzepte relativ einfach in den konventionellen Restlebensdauernachweis von Eisenbahnbrücken integrieren. Die Problematik der zutreffenden Bestimmung der Ermüdungsbeanspruchung der Vergangenheit (beispielsweise durch die Verwendung von Betriebsfaktoren λ_{alt}) besteht allerdings weiterhin.

Als dritter Ansatz wurde die Anwendung der Bruchmechanik zur Restlebensdauerberechnung einer Eisenbahnbrücke analysiert. Auch hier anhand eines geschweißten Quersteifenanschlusses. Der Ansatz der Restlebensdauerberechnung, mithilfe der Bruchmechanik, unterscheidet sich grundsätzlich von den zuvor analysierten Ansätzen, da hier keine Kenntnis der Vorschädigung oder der bisherigen Betriebsbeanspruchung erforderlich ist. Es ist lediglich eine Rissprüfung der ermüdungskritischen Bauteildetails erforderlich. Die bruchmechanische Restlebensdauerberechnung startet immer vom aktuellen Untersuchungszeitpunkt, entweder mit einem detektierten Riss oder einem fiktiv angenommenen Startriss. Bisherige Veröffentlichungen zur bruchmechanischen Restlebensdauerberechnung von Eisenbahnbrücken konzentrierten sich, vor allem bei ihren praktischen Anwendungsbeispielen, meist nur auf genietete Tragwerke und Bauteildetails. Daher wird in dieser Arbeit detailliert gezeigt, wie die Bruchmechanik zur praktischen Berechnung der Restlebensdauer eines typischen geschweißten Bauteildetails einer Eisenbahnbrücke verwendet werden kann. Im Gegensatz zu einer genieteten Brücke, müssen bei geschweißten Bauteildetails sehr hohe Eigenspannungen berücksichtigt werden. In dieser Arbeit konnte gezeigt werden, dass es auch bei einer geschweißten Eisenbahnbrücke und mit durchgehend konservativen Parameterannahmen möglich ist, eine ausreichende Restlebensdauer (von mindestens einem Korrosionsschutzintervall) zu berechnen. Die dargestellte Restlebensdauerberechnungsmethode ist jedoch auch dann sinnvoll, wenn es um kürzere Zeiträume geht und konventionelle Restlebensdauernachweise keine ausreichenden Ergebnisse ermöglichen. Beispielsweise wenn eine Eisenbahnbrücke in den nächsten Jahren ausgetauscht werden muss, kann man nun entscheiden, ob die Überfahrtsgeschwindigkeit für einen sicheren Betrieb in der Zwischenzeit reduziert werden muss oder nicht. Da die Restlebensdauerberechnung immer vom aktuellen Untersuchungszeitpunkt aus startet, eignet sie sich besonders gut für die Integration des direkt gemessenen

Betriebsspannungskollektivs. In den angeführten Vergleichsrechnungen wird unter anderem der Einfluss der Anfangsrissgröße und der Endrissgröße, der Einfluss der Kollektivform und -höhe, beispielsweise durch unterschiedliche Überfahrtsgeschwindigkeiten, und der Einfluss der anzusetzenden Materialparameter auf die bruchmechanisch berechenbare Restlebensdauer untersucht und dargestellt. Bei statistisch schwierig, eindeutig zu bestimmenden Parametern – wie beispielsweise den konkreten bruchmechanischen Materialparametern – wird empfohlen, auf sehr konservative Normenkennwerte zurückzugreifen und diese mit den Ergebnissen der möglichen Laborversuche abzugleichen. Im Gegensatz dazu, kann beispielsweise das Betriebsspannungskollektiv sehr genau gemessen werden. Hier wird es in der Regel ausreichen, einen relativ geringen Teilsicherheitsbeiwert zu verwenden, da die Überfahrtsgeschwindigkeiten und die maximal zulässigen Achslasten sehr genau kontrolliert werden können und in der Praxis auf den Bahnstrecken auch werden.

Am Institut für Stahlbau wurden bereits erste Großversuche mit den Längsträgern der inzwischen abgebauten und ersetzten Referenzbrücke durchgeführt, zur Verifizierung der hier vorgeschlagenen Vorgehensweise zur bruchmechanischen Restlebensdauerberechnung [2]. Dabei soll vor allem überprüft werden, ob das Risswachstum tatsächlich unabhängig ist von der Ermüdungsvorschädigung. Auch wenn bisher nur einige wenige Laborversuche mit alten Eisenbahnbrückenträgern durchgeführt werden konnten (9 Rissfortschrittsversuche bei verschiedenen Spannungsspielhöhen, mit erzwungenen Startrissen direkt vor den Quersteifenanschlüssen sowie 3 Maximallastversuche bei sehr ungünstigen Randbedingungen), so waren die Ergebnisse dennoch sehr positiv. Durch die weite Verbreitung der Bruchmechanik im Maschinenbau, sind die grundsätzlichen Methoden der Bruchmechanik sehr gut aufbereitet. Darüber hinaus ist die hier vorgeschlagene Vorgehensweise zur bruchmechanischen Restlebensdauerberechnung sehr einfach gehalten. Weiterer Forschungsbedarf ist sicherlich gegeben, um auch Reihenfolgeeffekte, infolge unterschiedlich hoher Spannungsspiele, auf das Risswachstum zu überprüfen. Hier könnten beispielsweise Spannungsspielabfolgen realer Zugsüberfahrten simuliert oder im Labor untersucht und verglichen werden.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] H. Unterweger und P. Kugler, FFG Forschungsprojekt Nr. 845668, Wirtschaftliche Prognose der Restlebensdauer von stählernen Eisenbahnbrücken mit offener Fahrbahn, Institut für Stahlbau, TU Graz, 2014 - 2016.
- [2] H. Unterweger, P. Kugler und A. Schörghofer, Verbesserte Restlebensdauerprognosen auf Basis der Bruchmechanik, Graz, 2018.
- [3] ÖNORM B 4600-2, Stahlbau: Berechnung der Tragwerke, Austrian Standards Institute, 1978.
- [4] K. Geißler, W. Graße und K. Brandes, Bewertung bestehender Stahlbrücken, Stahlbau-Kalender 2006, Ernst & Sohn, pp. 485-548.
- [5] T. Simandl, Nutzungsdauern von Eisenbahnbrücken, Dissertation, Technische Universität Wien, 2011.
- [6] ÖNORM EN 1993-1-9, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-9: Ermüdung, Austrian Standards Institute, 2013-04-01.
- [7] ÖNORM EN 1990/A1, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung Änderung 1: Anwendung bei Brücken, Austrian Standards Institute, 2013-03-15.
- [8] ÖNORM EN 1991-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Austrian Standards Institute, 2012-03-01.
- [9] ÖNORM EN 1993-2, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 2: Stahlbrücken, Austrian Standards Institute, 2010-08-15.
- [10] ONR 24008, Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken, Austrian Standards Institute, 2014-03-01.
- [11] Deutsche Bahn Netz AG, DB-RL 805 - Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, 2002.
- [12] B. Kühn, M. Lukic, A. Nussbaumer, H.-P. Günther, R. Helmerich, S. Herion, M. Kolstein, S. Walbridge, B. Androic, O. Dijkstra und Ö. Bucak, Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life, JRC - ECCS, 2008.

- [13] B. Kühn, R. Helmerich, A. Nussbaumer, H.-P. Günther und S. Herion, Beurteilung bestehender Stahltragwerke: Empfehlungen zur Abschätzung der Restnutzungsdauer, Stahlbau, Bd. 77, Nr. 8, pp. 595-607, 2008.
- [14] H. Unterweger und M. Kettler, Eisenbahnbrücke Kugelstein - Ermittlung der rechnerischen Restlebensdauer, Verifizierung der Ermüdungsschäden und Auswirkungen auf die Verstärkungsmaßnahmen und den Weiterbetrieb, 2013-05.
- [15] Deutsche Bahn AG, [Online]. Available: <https://bruecken.deutschebahn.com/brueckenkarte>. [Zugriff am 18 09 2017].
- [16] E. Haibach, Betriebsfestigkeit - Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung, 3. Auflage, Springer Verlag, 2006.
- [17] A. Nussbaumer, L. Borges und L. Davaine, Fatigue Design of Steel and Composite Structures, ECCS Eurocode Design Manuals, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, 2011.
- [18] K. Geißler, Handbuch Brückenbau, Ernst & Sohn, 2014.
- [19] H. Unterweger, Berücksichtigung der Betriebsbeanspruchung beim Ermüdungsnachweis von stählernen Eisenbahnbrücken, Dissertation Institut für Stahlbau, Technische Universität Graz, 1993.
- [20] R. Stroetmann, L. Sieber, A. Taras, J. Anders und G. Kuscher, Bewertung und Instandsetzung von Altstahlkonstruktionen, Stahlbaukalender 2017, Ernst & Sohn, p. 755 ff.
- [21] A. Hobbacher, Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components, International Institute of Welding (IIW), 1996, Springer Verlag, 2016.
- [22] FKM Richtlinie, Rechnerischer Festigkeitsnachweis für Maschinenbauteile, Forschungskuratorium Maschinenbau, VDMA Verlag, 2012.
- [23] D. Radaj und M. Vormwald, Ermüdungsfestigkeit - Grundlagen für Ingenieure 3. Auflage, Springer-Verlag, 2007.
- [24] J. Krebs, P. Hübner und M. Kaßner, Eigenspannungseinfluss auf Schwingfestigkeit und Bewertung in geschweißten Bauteilen, DVS-Berichte Band 234, 2. überarbeitete Auflage, DVS Media GmbH, 2012.

- [25] J. Krebs und M. Kaßner, Influence of welding residual stresses on fatigue design of welded joints and components, (IIW-Doc. XIII-2126-06 / XV-1220-06), Welding in the World, Vol. 41, No 7/8-2007, Journal of Welding, International Institute of Welding.
- [26] G. S. Schajer, Practical Residual Stress Measurement Methods, John Wiley & Sohns Ltd., 2013.
- [27] ASTM E837-08, Standard Test Method for Determining Residual Stresses by the Hole-Drilling Strain-Gage Method, West Conshohocken, PA: American Society for Testing and Materials, 2008.
- [28] D. von Mirbach, Beitrag zur Ermittlung von Eigenspannungen nahe der Streckgrenze mittels mechanischer Prüfmethode, Forschungsberichte aus dem Institut für Werkstoffkunde der Universität Kassel, Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. B. Scholtes, kassel university press GmbH, 2015.
- [29] G. S. Schajer, Relaxation Methods for Measuring Residual Stresses: Techniques and Opportunities, 2010.
- [30] N. Tebedge, G. Alpsten und L. Tall, Residual-stress measurement by the sectioning method, Exp Mech 13(2):88–96, 1973.
- [31] J. Kelleher, M. B. Prime, B. D. P. M. Mummery, P. J. Webster, J. Shackleton und P. J. Withers, The measurement of residual stress in railway rails by diffraction and other methods, J Neutron Res 11(4):187–193, 2003.
- [32] A. Nussbaumer und H. Günther, Grundlagen und Erläuterungen der neuen Ermüdungsnachweise nach Eurocode 3, Stahlbau-Kalender 2006, Ernst & Sohn, pp. 382-483.
- [33] D. Radaj, C. Sonsino und W. Fricke, Fatigue assessment of welded joints by local approaches, 2nd Edition, Cambridge England: Woodhead Publishing Limited, 2006.
- [34] E. Niemi, W. Fricke und S. J. Maddox, Structural Hot-Spot Stress Approach to Fatigue Analysis of Welded Components - Designer's Guide, International Institute of Welding, Springer Verlag, 2017.
- [35] W. Fricke, IIW guideline for the assessment of weld root fatigue, Weld World 57, 2013, pp. 753-791.

- [36] W. Fricke, IIW Recommendations for the Fatigue Assessment of Welded Structures by Notch Stress Analysis, IIW-2006-09, Woodhead Publishing, 2012.
- [37] D. Radaj, Näherungsweise Berechnung der Formzahl von Schweißnähten, Schweißen u. Schneiden 21, N. 3, S.97/103 und H. 4, S. 151/58, 1969.
- [38] D. Radaj, Design and Analysis of Fatigue Resistant Welded Structures, 1990.
- [39] R. Olivier, V. Köttgen und T. Seeger, Schwingfestigkeitsnachweise für Schweißverbindung auf der Grundlage örtlicher Beanspruchungen, Schweißverbindungen I. Forschungskuratorium Maschinenbau e.V., Forschungshefte Heft 143, Fankfurt/M, 1989.
- [40] R. Olivier, V. Köttgen und T. Seeger, Untersuchungen zur Einbindung eines neuartigen Zeit- und Dauerfestigkeitsnachweises von Schweißverbindung aus Stahl in Regelwerke, Schweißverbindungen II. Forschungskuratorium Maschinenbau e.V., Forschungshefte Heft 180, Frankfurt/M, 1994.
- [41] R. Olivier, Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Bemessung schwingbeanspruchter Schweißverbindungen auf der Grundlage örtlicher Beanspruchungen, Heft 62, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Technische Hochschule Darmstadt, 2000.
- [42] J. Baumgartner und T. Bruder, An Efficient Meshing Approach for the Calculation of Notch Stresses, IIW-Doc. XIII-2369-11, International Institute of Welding, 2011.
- [43] A. Hobbacher, Database for the Effective Notch Stress Method at Steel. IIW Joint Working Group Doc. JWG-XIIIXV-196-08, International Institute of Welding, 2008.
- [44] R. Köttgen, R. Olivier und T. Seeger, Schwingfestigkeitsanalyse für Schweißverbindungen auf die Grundlage örtlicher Beanspruchungen (Fatigue analysis of welded connections based on local stresses) IIW Doc XIII-1408-91, Expert '91 – Berechnung, Gestaltung und Fertigung von Schweißkonstruktionen, Düsseldorf, 1991.
- [45] C. M. Sonsino, Consideration of allowable equivalent stresses for fatigue design of welded joints according to the notch stress concept with reference radii $r = 1.00$ and 0.05 mm, Welding in the World 53, No. 3/4, 2009, pp. R64-R75.

- [46] M. Eibl, C. M. Sonsino, H. Kaufmann und G. Zhang, Fatigue assessment of laser welded thin sheet aluminium, *International Journal of Fatigue* 25, 2003, pp. 719-731.
- [47] A. Fatemi, Cumulative fatigue damage and life prediction theories: a survey of the state of the art for homogeneous materials, *International Journal of Fatigue*, 1998, pp. 9-34.
- [48] C. Sonsino, W. Fricke, F. d. Bruyne, A. Hoppe, A. Ahmandi und G. Zhang, Notch stress concepts for the fatigue assessment of welded joints - Background and applications, *International Journal of Fatigue*, 2012.
- [49] C. Sonsino, Fatigue testing under variable amplitude loading, *International Journal of Fatigue*, 2007.
- [50] Y. Zhang und S. Maddox, Investigation of fatigue damage to welded joints under variable amplitude loading spectra, *International Journal of Fatigue*, 2009.
- [51] W. Hensen, Grundlagen für die Beurteilung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken, RWTH Aachen: Dissertation, 1992.
- [52] P. Kunz, Probabilistisches Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Brücken aus Stahl, Lausanne: Dissertation, Departement de Genie Civil, EPFL, 1992.
- [53] G. Stötzel, Verfahren zur Beurteilung der Sicherheit bei Weiterverwendung alter Stahlbrücken, Aachen: Shaker Verlag, 1998.
- [54] V. Quoos, K. Geißler, G. Sedlacek und W. Hensen, Zum Restnutzungsdauernachweis für stählerne Eisenbahnbrücken, *Stahlbau*, Bd. 1, Nr. 69, 2000, pp. 10 - 24.
- [55] C. Kronfuß, Beitrag zur Beurteilung stählerner Eisenbahnbrücken unter besonderer Berücksichtigung der Restnutzungsdaueranalyse und des Betriebszeitintervallnachweises, Dissertation, Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau, TU Wien, 2009.
- [56] G. Sedlacek und W. Dahl, Untersuchung zur Restnutzungsdauer der Karl-Lehr-Brücke - Gutachten im Auftrag der Stadt Duisburg, 1986.
- [57] J. Bild, Beitrag zur Anwendung der Bruchmechanik bei der Lösung von Sicherheitsproblemen des Stahlbaus, Dissertation RWTH Aachen, 1988.

- [58] C. P. Gerdes, C. Berger, G. Blauel, L. Hodulak, B. Pyttel und I. Varfolomeyev, FKM Richtlinie - Bruchmechanischer Festigkeitsnachweis für Maschinenbauteile, Forschungskuratorium Maschinenbau e.V., 2009.
- [59] BS 7910:2013 + A1:2015, Guide to methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures, The British Standards Institution, 2013.
- [60] REVOTEC ZT GmbH, Installation und erste Ergebnisse der Dehnungsmessung an der Kugelsteinbrücke, Wien, 2014.
- [61] REVOTEC ZT GmbH, Ergebnisse der Messung zur Ermittlung der Betriebsbeanspruchung der Kugelsteinbrücke, Wien, 2015.
- [62] A. Nieslony, Determination of fragments of multiaxial service loading strongly influencing the fatigue of machine components, Mechanical Systems and Signal Processing, Bd. 23(8), 2009, pp. 2712-2721.
- [63] M. Köhler, S. Jenne, K. Pötter und H. Zenner, Zählverfahren und Lastannahmen in der Betriebsfestigkeit, Springer Verlag, 2012.
- [64] P. Dong, A Structural stress definition an numerical implementation for fatigue analysis of welded joints, International Journal of Fatigue 23, 2001, pp. 865-876.
- [65] E. Haibach, Die Schwingfestigkeit von Schweissverbindungen aus der Sicht einer örtlichen Beanspruchungsmessung, LBF-Bericht FB-77, Fraunhofer Institut für Betriebsfestigkeit, 1986.
- [66] Z. Xiao und K. Yamada, A Method of determining geometric stress for fatigue strength evaluation of steel welded joints, International Journal of Fatigue 26, 2004, pp. 1277-1293.
- [67] T. R. Gurney, The influence of thickness on the fatigue strength of welded joints, 2nd International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, BHRA Fluid Engineering, Cranfield, England, 1979, pp. 523-534.
- [68] S. J. Maddox, The effect of plate thickness on the fatigue strength of fillet welds, Cambridge: Abington Publishing, 1987.
- [69] T. R. Gurney, The Fatigue Strength of Transverse Fillet Welded Joints - A study of the influence of joint geometry, Woodhead Publishing Ltd, 1991.

- [70] V. Köttgen, R. Olivier und T. Seeger, The influence of plate thickness on fatigue strength of welded joints, a comparison of experiments with prediction by fatigue notch factors, *Steel in Marine Structures*, Amsterdam, 1987.
- [71] O. Örjasäter, Effect of plate thickness on fatigue of welded components, IIW Doc XIII-1582-95.
- [72] T. R. Gurney, *Fatigue of welded structures*, 2nd Edition, Cambridge: Cambridge University Press, 1979.
- [73] P. Dong, J. Hong und A. DeJesus, Analysis of Recent Fatigue Data Using the Structural Stress Procedure in ASME Div. 2 Rewrite, *Journal of Pressure Vessel Technology*, 2006.
- [74] Dassault Systèmes, *Abaqus 6.14 Documentation*, 2014.
- [75] I. Lotsberg, Assessment of the size effect for use in design standards for fatigue analysis, *International Journal of Fatigue*, 2014.
- [76] J. Fisher, P. Albrecht, B. Yen, D. Klingerman und B. McNamee, National Cooperative Highway Research Program Report 147: Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachments, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania: Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1974.
- [77] FKM Richtlinie, *Bruchmechanischer Festigkeitsnachweis*, VDMA Verlag, 2009.
- [78] K. O. Edel, *Einführung in die bruchmechanische Schadensbeurteilung*, Springer Verlag, 2015.
- [79] T. Anderson, *Fracture Mechanics - Fundamentals and Applications* 3rd Edition, CRC Press, Taylor and Francis Group, 2005.
- [80] M. Kuna, *Numerische Beanspruchungsanalyse von Rissen - Finite Elemente in der Bruchmechanik*, Vieweg + Teubner, 2008.
- [81] H. Blumenauer und G. Pusch, *Technische Bruchmechanik*, Wiley-VCH, 1993.
- [82] Biermann und Krüger, *Moderne Methoden der Werkstoffprüfung*, Wiley, 2015.
- [83] D. Reiterer, Ein Beitrag zur praxisgerechten numerischen Simulation der Restlebensdauer von Seilbahnkomponenten mit Hilfe bruchmechanischer Konzepte, Dissertation am Institut für Stahlbau und Materialwissenschaften, Universität Innsbruck, 2012.

- [84] A. R. Dowling und C. H. A. Townley, The Effects of Defects on Structural Failure: A Two-Criteria Approach, International Journal of Pressure Vessels and Piping Nr. 3, 1975, pp. 77-137.
- [85] Harrison et. al., Assessments of the integrity of structures containing defects, CEGB-Report R/H.R6, 1976.
- [86] I. Milne, R. A. Ainsworth, A. R. Dowling und A. T. Stewart, Assessment of the Integrity of Structures Containing Defects, CEGB Report R/H/R6-Rev-3, General Electricity Generating Board, UK, 1986.
- [87] I. Milne, R. A. Ainsworth, A. R. Dowling und A. T. Stewart, Assessment of the integrity of structures containing defects, International Journal of Pressure Vessels and Piping, Nr. 32, 1988, pp. 3-104.
- [88] I. Sattari-Far und P. Dillström, Local limit load solution for surface cracks in plates and cylinders using finite element analysis, International Journal of Pressure Vessels and Piping 81, 2004, pp. 57-66.
- [89] P. C. Paris und F. Erdogan, A Critical Analysis of Crack Propagation Laws, Transactions of the ASME, Journal of Basic Engineering 85, 1963, p. S. 528–534.
- [90] U. Zerbst, M. Schödel, S. Webster und R. A. Anisworth, Fitness-for-Service Fracture Assessment of Structures Containing Cracks - A Workbook based on the European SINTAP/FITNET Procedure, Elsevir, 2007.
- [91] M. F. Ashby, On the engineering properties of materials, Acta metall Vol. 37, 1989, pp. 1273-1293.
- [92] M. F. Ashby und D. R. H. Jones, Engineering Materials 1, Butterworth Heinemann, 1996.
- [93] M. F. Ashby und D. R. H. Jones, Engineering Materials 2, Butterworth Heinemann, 1998.
- [94] M. F. Ashby, Materials Selection in Mechanical Design, 3rd Edition Hrsg., Elsevir, 2005.
- [95] D. Gross und T. Seelig, Bruchmechanik 5. Auflage, Springer Heidelberg Dordrecht , 2011.

- [96] S. E, Grundlagen des Festigkeits- und Bruchverhaltens, W. Dahl, Hrsg., Düsseldorf: Verlag Stahleisen M.B.H., 1974, pp. 181-187.
- [97] A. G. Atkins und Y. W. Mai, Elastic and Plastic Fracture, Ellis Horwood, 1985.
- [98] L. Sieber und R. Stroetmann, Zum Spröbruch alter Baustähle, Teil 1: Bewertungsmethoden und Bruchzähigkeit von Flusstählen, Stahlbau 85, 2016, pp. 853-861.
- [99] G. Sanz, Essai de mise au pont d'une methode quantitative de choix des qualites d'aciers vis-a-vis du risque de rupture fragile, Revue de Metallurgie 7, 1980, pp. 621-642.
- [100] J. C. Newman und I. S. Raju, Stress-intensity factor equations for cracks in three-dimensional finite bodies subjected to tension and bending loads, Nasa Technical Memorandum 85793, Hampton, VA: Lengley Research Center, 1984.
- [101] G. Shen, A. Plumtree und G. Glinka, Weight function for the surface point of semielliptical surface crack in a finite thickness plate, Engineering Fracture Mechanics 40, 1991, pp. 167-176.
- [102] A. Hobbacher, Stress intensity factors of welded joints, Engineering Fracture Mechanics 46, 1993.
- [103] D. Bowness und M. Lee, Fracture mechanics assessment of fatigue cracks in offshore tubular structures, HSE Offshore Technology Report 2000/077 for HSE, EPSRC and Chevron Oil, London: The Stationery Office, 2002.
- [104] ÖNORM EN 1993-1-10, Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-10: Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung, Austrian Standards Institute, 2010-08-15.
- [105] G. Sedlacek, M. Feldmann, B. Kühn, D. Tschickardt, S. Höhler, C. Müller, W. Hensen, N. Stranghöner, W. Dahl, P. Langenberg, S. Münstermann, J. Brozetti, J. Raoul, R. Pope und F. Bijlaard, Commentary and Worked Examples to EN 1993-1-10 Material toughness and through thickness properties and other toughness oriented rules in EN 1993, JRC - ECCS, 2008.
- [106] B. Scholtes, Eigenspannungen in mechanisch randschichtverformten Werkstoffzuständen, Ursachen, Ermittlung und Bewertung, Oberursel: DGM Informationsgesellschaft Verlag, 1991.

- [107] R. C. Wimpory, P. S. May, N. P. O'Dowd, G. A. Webster, D. J. Smith und E. Kingston, Measurement of residual stresses in T-plate weldments, Journal of Strain Analysis, Vol. 38, No. 4, 2003.
- [108] R. Helmerich, Forschungsbericht 271: Alte Stähle und Stahlkonstruktionen, Materialuntersuchungen, Ermüdungsversuche an originalen Brückenträgern und Messungen von 1990 bis 2003, Wirtschaftsverlag NW Verlag für neue Wissenschaft GmbH, 2005.
- [109] B. Kühn, Beitrag zur Vereinheitlichung der europäischen Regelung zur Vermeidung von Sprödbruch, 2005.
- [110] Gemeinschaftsvorhaben des Lehrstuhl für Stahlbau (DFG Nummer: SE 351/28-1) mit dem Institut für Eisenhüttenkunde der RWTH Aachen und dem Lehrstuhl für Stahlbau der TU Dresden, Stahlgütewahl nach Betriebsfestigkeitskatalogen, 1994 - 1997.
- [111] Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Schreiben vom 29.03.1999 an den Deutschen Ausschuss für Stahlbau, Berlin, 1999.
- [112] G. Sedlacek, B. Kühn, S. Höhler, W. Dahl, P. Langenberg und J. Brozetti, Background Document to the ECCS-Starter Draft, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.10: Selection of materials for through-thickness properties and fracture toughness, 2001.
- [113] G. Sedlacek, N. Stranghöner, W. Dahl, P. Langenberg, B. Kalinowski und M. Schäfers, Erläuterungen zum Entwurf der DAST-Ri 009 Empfehlungen zur Wahl der Stahlsorte für geschweißte Stahlbauten, Köln: Deutscher Ausschuss für Stahlbau, 1998.
- [114] T. Partanen, K. Niemelä, J. Ion und J. Martikainen, On the capability and accuracy of NDT methods for detecting growing fatigue cracks, IIW Document, 1999.
- [115] B. Kalinowski, Experimentelle Überprüfung des Sprödbruchkonzeptes des EC 3 an bauteilähnlichen Großzugproben mit aufgeschweißten Versteifungen, RWTH Aachen, 1999.

- [116] G. Sedlacek, N. Stranghöner und B. Kühn, Composite bridge design improvement for high-speed railways, technical steel research, European Commission, 2001.
- [117] K. Yamada und M. A. Hirth, Fatigue Crack Propagation from Fillet Weld Toes, Journal of the Structural Division 108, 1982, pp. 1526-1540.
- [118] M. Ring, Schwingfestigkeit von Laserschweißverbindungen hochfester Baustähle, RWTH Aachen, 1994.
- [119] A. Nussbaumer, Development of a reliability model for steel bridges combining fatigue and fracture, Report CTICM No 3-010-6, in the frame of the ECCS Project 7210 SA 324 Composite Bridge Design Improvement, 1996.
- [120] C. Berger und E. Maldfeld, Fehler in Gasturbinenscheiben bruchmechanisch bewerten, Materialprüfung 42, 2000, pp. 26-30.
- [121] C. Miki, M. Fukazawa, M. Katoh und H. Ohune, Feasibility study on non-destructive methods for fatigue crack detection in steel bridge members - IIS/IIW-990-88, Welding in the World, Vol. 27, No. 9/10, Pergamon Press plc, 1989, pp. 248-266.
- [122] L. Angelo und A. Nussbaumer, Estimation of fatigue S-N curves of welded joints using advanced probabilistic approach, Preprint submitted to International Journal of Fatigue, 2016.