

**Beitrag zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit  
genieteter Eisenbahnbrücken aus Flusstahl  
auf der Grundlage bruchmechanischer Untersuchungen**

Thomas Riedel

Vollständiger Abdruck der von der TUM School of Engineering und Design der Technischen Universität München zur Erlangung eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigten Dissertation.

Vorsitz:

Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger
2. Prof. Dr.-Ing. Holger Flederer
3. Prof. Dr. techn. Harald Unterweger

Die Dissertation wurde am 06.11.2023 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die TUM School of Engineering and Design am 10.04.2024 angenommen.



# Danksagung

Ich bedanke mich bei den Betreuern meiner Dissertation Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger und Herrn Prof. Dr.-Ing. Holger Flederer für viele fachliche Ratschläge, kritisches Hinterfragen, angeregte Diskussionen und für die Möglichkeit der Promotion.

Bei allen Kollegen von der HTW Dresden, die mich bei der Planung und Durchführung von Versuchen und allerlei anderen Dingen unterstützt haben, möchte ich mich recht herzlich für die gute Zusammenarbeit bedanken. Ein besonderer Dank gilt dabei Herrn Dr.-Ing. Lars Sieber.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Hübner und Frau U. Hähnel von der Hochschule Mittweida danke ich für die gute „bruchmechanische“ Zusammenarbeit.

Bei meinen Kollegen von der DB Netz AG in Dresden bedanke ich mich für die Unterstützung bei den Untersuchungen an der Elbebrücke Meißen und für die vielen Jahre der kollegialen Zusammenarbeit.

Und bei meiner Familie bedanke ich mich für viel Geduld, Verständnis und Liebe.



# Kurzfassung

Eisenbahnbrücken unterliegen als zyklisch beanspruchte Bauwerke einer Ermüdungsbeanspruchung. Für bestehende Bauwerke ist der Nachweis der Sicherheit gegen Ermüdungsveragen ein wesentliches Bewertungskriterium. Eine dafür geeignete Bewertungsmethode bietet das bruchmechanische Konzept.

Mit Hilfe der Bruchmechanik können das Wachstum von Rissen in Abhängigkeit der Beanspruchungswechsel und das Versagensverhalten gerissener Bauteile beschrieben werden. In der vorliegenden Arbeit werden die Einflüsse der Nietklemmkraft und der Streuung bruchmechanischer Materialkennwerte auf das Wachstum von Ermüdungsrissen in genieteten Verbindungen von Eisenbahnbrücken aus Flusstahl untersucht.

Dazu wurden in einem Versuchsprogramm Nietklemmspannungen in Originalbauteilen von Eisenbahnbrücken sowie bruchmechanische Risswachstums-kennwerte für Flusstähle bestimmt. Aus den Ergebnissen der Versuche können statistische Verteilungsfunktionen und charakteristische Kennwerte der ermittelten Parameter abgeleitet werden.

Außerdem wird ein numerisches Modell für genietete Konstruktionsdetails vorgestellt, welches sowohl die Nietklemmspannung als auch den Reibkontakt zwischen den einzelnen Komponenten der Konstruktionsdetails abbildet. Das numerische Modell wurde mit Hilfe von Versuchen validiert. Abschließend wurde mit dem validierten Modell eine umfangreiche FEM-Parameterstudie durchgeführt.

Das Ergebnis von Risswachstumsberechnungen sind Zeitintervalle. Aus diesen können Inspektionszyklen oder die verbleibende Nutzungsdauer der Konstruktion abgeleitet werden. Der Einfluss der Streuung der Materialkennwerte, Nietklemmspannungen und weiterer Parameter auf die berechneten Zeitintervalle wird dargestellt. Auf der Basis von Monte-Carlo-Simulationen werden Sicherheitsfaktoren für die ermittelten Inspektionszyklen und Nutzungszeiten bestimmt.

Für ein Anwendungsbeispiel, die Eisenbahnbrücke über die Elbe in Meißen, kann auf der Grundlage der durchgeführten experimentellen Untersuchungen, numerischen Berechnungen und probabilistischen Simulationen eine Verlängerung der Nutzungszeit um mindestens 25 Jahre ermittelt werden.



# Abstract

Railway bridges, as cyclically loaded structures, are subject to fatigue stress. For existing structures, the proof of safety against fatigue failure is an essential evaluation criterion. The fracture mechanics concept offers a suitable evaluation method for this purpose.

Fracture mechanics can be used to describe the growth of cracks as a function of the stress changes and the failure behavior of cracked components. In the present work, the influences of the rivet clamping force and the scatter of fracture mechanical material parameters on the growth of fatigue cracks in riveted joints of railway bridges are investigated.

Therefore, rivet clamp stresses in original components of railway bridges as well as fracture mechanics crack growth parameters for old mild steels were determined in an experimental program. Statistical distribution functions and characteristic values of the determined parameters can be derived from the results of the tests.

In addition, a numerical model for riveted construction details is presented that represents both the rivet clamping stress and the frictional contact between the individual components of the construction details. The numerical model was validated with the help of experiments. Finally, an extensive numerical study was carried out with the validated model.

The results of crack growth calculations are time intervals that can be used to determine inspection cycles or remaining service life. The influence of the scatter of the material parameters, rivet clamping forces and other parameters on the calculated time intervals is shown. Based on Monte Carlo simulations, safety factors are determined for the determined inspection cycles and operating times.

For the case study of the Elbe bridge in Meißen, an extension of the service life by at least 25 years can be indicated based on the experimental investigations, numerical calculations and probabilistic simulations carried out.



# Inhaltsverzeichnis

<b>1. Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1. Problemstellung und Motivation . . . . .	1
1.2. Zielsetzung und Lösungsweg . . . . .	2
<b>2. Grundlagen und Stand der Wissenschaft</b>	<b>5</b>
2.1. Eigenschaften von Flusstahl . . . . .	5
2.2. Das Nieten als Verbindungstechnik . . . . .	7
2.2.1. Nietklemmspannung und Auswirkung auf das Ermüdungsverhalten . . . . .	7
2.2.2. Versuche zur Bestimmung der Nietklemmspannung . . . . .	9
2.3. Die Bruchmechanik als Bewertungsmethode der Sicherheit gegen Ermüdungsversagen . . . . .	10
2.3.1. Allgemeines . . . . .	10
2.3.2. Risswachstum unter zyklischen Beanspruchungen . . . . .	11
2.3.3. Bruchmechanische Kennwerte von Flusstahl . . . . .	12
2.3.4. Anwendung der Bruchmechanik bei der Bewertung der Ermüdungssicherheit von Eisenbahnbrücken . . . . .	14
<b>3. Experimentelle Untersuchungen</b>	<b>17</b>
3.1. Beschreibung des Probenmaterials . . . . .	18
3.2. Experimentelle Bestimmung von Nietklemmspannung und Gleitwiderstand in genieteten Verbindungen . . . . .	19
3.2.1. Grundlagen . . . . .	19
3.2.2. Versuchsdurchführung . . . . .	20
3.2.2.1. Entspannungsdehnung . . . . .	20
3.2.2.2. Kraft-Dehnungs-Beziehung . . . . .	24
3.2.2.3. Reibbeiwert . . . . .	24
3.2.3. Versuchsauswertung . . . . .	27
3.2.3.1. Auswahl der gültigen Versuche für die Nietklemmspannung . . . . .	27
3.2.3.2. Statistische Beschreibung der Versuchsergebnisse für die Nietklemmung . . . . .	28

3.2.3.3.	Bestimmung des charakteristischen Wertes für die Nietklemmspannung unter Einbeziehung von Versuchsergebnissen aus der Literatur . . . . .	30
3.2.3.4.	Versuchsergebnisse Reibbeiwert . . . . .	36
3.2.3.5.	Rechnerische Bestimmung von Gleitwiderstandskräften . . . . .	40
3.3.	Experimentelle Bestimmung bruchmechanischer Risswachstumskennwerte von Flusstahl . . . . .	43
3.3.1.	Versuchsdurchführung . . . . .	43
3.3.2.	Versuchsauswertung . . . . .	44
3.3.2.1.	Diskussion der Messergebnisse . . . . .	44
3.3.2.2.	Ermittlung der Parameter der Paris-Gleichung . . . . .	48
3.3.2.3.	Ermittlung von bruchmechanischen Schwellenwerten . . . . .	48
3.3.2.4.	Statistische Beschreibung über alle Versuchsergebnisse . . . . .	50
3.3.2.5.	Einfluss des Beanspruchungsverhältnisses $R$ auf das Risswachstum . . . . .	52
3.3.2.6.	Modellvorschlag zur Berücksichtigung der $R$ -Abhängigkeit des Paris-Exponenten . . . . .	59
3.3.2.7.	Bestimmung charakteristischer Materialkennwerte für den Rissfortschritt unter Einbeziehung von Versuchsergebnissen aus der Literatur . . . . .	61
<b>4.</b>	<b>Numerische Untersuchungen</b>	<b>65</b>
4.1.	Grundlagen für die numerische Ermittlung bruchmechanischer Kenngrößen . . . . .	65
4.2.	Einteilung und Charakterisierung genieteteter Verbindungen . . . . .	69
4.3.	K-Lösungen für die Anwendung auf Nietverbindungen . . . . .	72
4.4.	Modellierung von Nietdetails für die bruchmechanische Berechnung . . . . .	74
4.4.1.	Modellbeschreibung . . . . .	74
4.4.2.	Wirkungsweise der Nietklemmspannung . . . . .	77
4.4.3.	Modellvalidierung mit Hilfe von Versuchen . . . . .	79
4.4.3.1.	Vorbereitende Versuche . . . . .	80
4.4.3.2.	Versuche mit Verbindungsmittelvorspannung . . . . .	83
4.5.	Numerische Parameterstudie . . . . .	86
<b>5.</b>	<b>Bruchmechanische Risswachstumsberechnungen für Eisenbahnbrücken</b>	<b>93</b>
5.1.	Grundlagen . . . . .	94
5.1.1.	Berechnungsalgorithmus . . . . .	94
5.1.2.	Eingangsparameter für Risswachstumsberechnungen . . . . .	98
5.1.3.	Lastreihenfolge . . . . .	103

5.2. Einflussgrößen auf das Risswachstum . . . . .	105
5.3. Probabilistische Betrachtung des Risswachstums . . . . .	109
5.3.1. Grundlagen . . . . .	109
5.3.2. Bestimmung sicherer Inspektionsintervalle und wirtschaftlicher Mindestnutzungsdauern . . . . .	113
<b>6. Anwendungsbeispiel</b>	<b>125</b>
6.1. Bauwerk und Problemstellung . . . . .	125
6.2. Bestimmung von Inspektionsintervall und verbleibender Nutzungsdauer . . .	127
<b>7. Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>133</b>
7.1. Zusammenfassung . . . . .	133
7.2. Ausblick . . . . .	135
<b>Literatur</b>	<b>137</b>
<b>A. Materialeigenschaften des untersuchten Probenmaterials</b>	<b>151</b>
<b>B. Versuchsergebnisse Nietklemmspannung</b>	<b>153</b>
<b>C. Versuchsergebnisse Reibbeiwert</b>	<b>157</b>
<b>D. Versuchsergebnisse Bruchmechanikversuche</b>	<b>159</b>
<b>E. SIF für Rissmodelle ohne Klemmspannung</b>	<b>165</b>
E.1. K-Lösungen für Lochstäbe . . . . .	165
E.2. Deformation von Nietverbindungen mit gerissenen Blech unter äußerer Belastung . . . . .	167
<b>F. Ergebnisse der Validierung des numerischen Modells</b>	<b>171</b>
F.1. Versuche ohne Verbindungsmittelvorspannung . . . . .	171
F.2. Versuche mit Verbindungsmittelvorspannung . . . . .	172
<b>G. Ergebnisse FEM-Parameterstudie</b>	<b>179</b>
<b>H. Parameter für Simulationsrechnung</b>	<b>185</b>
<b>I. Dokumentation Anwendungsbeispiel</b>	<b>189</b>



# Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

## Lateinische Buchstaben

$a, a_0, a_c$	Risstiefe, Anfangsrisstiefe, kritische Risstiefe Anmerkung: In vielen Literaturquellen wird der Begriff „Risslänge“ verwendet. Um bei der Betrachtung dreidimensionaler Strukturen eine Verwechslung mit der Länge der Rissfront zu vermeiden, wird für die Abmessung von Rissen in der Blechebene „Risstiefe“ verwendet.
$a_{eq}$	äquivalente Risstiefe
$A$	Korrelationsparameter für bruchmechanische Materialparameter
$A_{brut}$	Brutto-Querschnittsfläche
$A_{net}$	Netto-Querschnittsfläche
$A_{rand}$	Kontaktfläche Nietkopfüberstände
$A_{schaft}$	Querschnittsfläche Nietschaft
$c$	Gesamtrisstiefe (Lochradius+Risstiefe)
$C$	Lastabsenkungsrate im Risswachstumsversuch
$C_{Pa}$	Parameter der Paris-Geraden (Paris-Konstante)
$C_i$	Paris-Konstante für einzelnen Datenpunkte des Rissfortschrittsversuchs
$C_{Wa}, C_{805}, C_{FM}$	Paris-Konstante für verschiedene Modelle zur Berücksichtigung der $R$ -Abhängigkeit
$d_{kopf}$	Nietkopfdurchmesser
$d_{nenn}$	Nenndurchmesser Nietschaft
$d_{schaft}$	Durchmesser Nietschaft
$e$	Randabstand Verbindungsmittel
$E$	E-Modul
$E_{BT}$	Bauteilbeanspruchung

---

$F_d$	Bemessungswert der Zugkraft
$F_{grenz}$	Grenztragkraft eines gerissenen Bauteils
$F_{klemm}$	Nietklemmkraft
$F_{pruef}$	Prüfkraft
$F_N$	Normalkraft
$F_T$	Tangentialkraft
$g()$	Grenzzustandsfunktion
$G$	Energiefreisetzungsrate
$h$	halbe Länge Rissmodell
$I, I_{insp}, I_{ND}$	Zeitintervall für Risswachstum, Inspektionsintervall, Nutzungsdauer
$J$	J-Integral
$k_{schaft}$	Korrekturfaktor für die Nietentspannungsdehnung
$k_n$	Faktor zur Bestimmung einer charakteristischen Baustoffeigenschaft
$K$	Spannungsintensitätsfaktor
$\Delta K_I$	zyklischer Spannungsintensitätsfaktor im Rissöffnungsmodus $I$ Hinweis: In dieser Arbeit werden Spannungsintensitäten ausschließlich im Rissöffnungsmodus $I$ betrachtet. Der Index $I$ wird daher in den meisten Fällen weggelassen.
$K_{min}, K_{max}$	unterer, oberer Wert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors
$K_{Ic}$	Bruchzähigkeit
$K_{eq}$	äquivalenter Spannungsintensitätsfaktor
$\Delta K_{th}$	Schwellenwert der zyklischen Spannungsintensität
$\Delta K_{th,eff}$	intrinsischer Schwellenwert
$\Delta K_0$	Korrelationsparameter für bruchmechanische Materialparameter
$\Delta K_{eff}$	effektive zyklische Spannungsintensität (bei Berücksichtigung des Riss-schließens)
$K_{fric}$	Spannungsintensitätsfaktor infolge Reibung an den Blechoberflächen
$K_{geo}$	Spannungsintensitätsfaktor infolge geometrischer Randbedingungen
$K_{mat}$	Risszähigkeit

---

$K_{op}$	Spannungsintensität beim vorzeitigem Rissschließen
$K_{press}$	Spannungsintensitätsfaktor infolge Querpressung
$K_r$	bezogener Spannungsintensitätsfaktor (im FAD)
$K_{PL}$	Spannungsintensitätsfaktor infolge Lochleibungskraft
$K_R$	Spannungsintensitätsfaktor infolge konst. Querschnittsspannung
$l_{st}$	Stützweite Brückenmodell
$l_{schaft}$	Länge Nietschaft
$L$	maßgebende Länge
$L_e$	Elementlänge
$L_r$	Platifizierungsgrad (im FAD)
$LW$	Lastwechsel
$m_\varepsilon$	Kraft-Dehnungs-Quotient Niet
$m_{Pa}$	Anstieg der Paris-Geraden
$m_{Wa}, m_{805}, m_{FM}$	Risswachstumsparameter für verschiedene Modelle zur Berücksichtigung der $R$ -Abhängigkeit
$M_{Wa}, M_{805}, M_{FM}$	Modellparameter zur Berücksichtigung der $R$ -Abhängigkeit bruchmechanischer Materialkennwerte
$M_{LM71}$	Biegemoment aus Verkehrslast
$n$	Anzahl (z.B. Stichprobenumfang)
$N$	Anzahl Lastwechsel
$N_c$	Anzahl Lastwechsel bis zum Erreichen der kritischen Risstiefe
$N_{insp}$	Anzahl Lastwechsel zwischen zwei Inspektionen
$N_{FAD}$	Parameter zur Bestimmung der Grenzkurve im FAD
$p$	p-Wert, Überschreitungswahrscheinlichkeit
$p_{i,j}$	Polynomkoeffizienten
$p_f$	Versagenswahrscheinlichkeit
$p_{FM}$	Exponent in der NASGRO-Gleichung
$P()$	Wahrscheinlichkeit in statistischen Tests
$P_L$	Einzellastbeanspruchung am Lochrand
$q_{FM}$	Exponent in der NASGRO-Gleichung
$r$	Radius
$r_e$	Korrelationskoeffizient
$r_y$	Abstand vor der Rissspitze
$R$	Beanspruchungsverhältnis
$R^2$	Bestimmtheitsmaß (für eine Regression)

---

$R_{BT}$	Bauteilwiderstand
$R_e$	obere Streckgrenze
$R_{eL}$	untere Streckgrenze
$R_m$	Zugfestigkeit
$s$	Standardabweichung von Stichproben
$t$	Quantilwert der t-Verteilung
$t_{blech}$	Blechdicke
$u$	Verschiebung
$\bar{U}$	Formänderungsenergiegedichte
$v_A, v_d, v_x$	Variationskoeffizient Schaftquerschnittsfläche , Nietschaftdurchmesser und allgemein einer Baustoffeigenschaft
$W$	halbe Modellbreite Rissmodell
$W_y, W_\eta$	Widerstandsmoment
$\bar{X}$	Stichprobenmittelwert
$X_k$	charakteristischer Wert einer Baustoffeigenschaft
$X_{1,2,\dots,m}$	Basisvariablen der Grenzzustandsfunktion
$Y$	Korrekturfunktion ( Beschreibung des Spannungsintensitätsfaktors)
$Y_{fric}$	Korrekturfunktion für die Reibung
$z$	Quantilwert der Standard Normalverteilung
$Z$	Sicherheitsabstand

---

## Griechische Buchstaben

$\alpha$	Signifikanzniveau
$\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_i$	Koeffizienten in linearen Modellen
$\beta_{Wa}$	Modellparameter zur Berücksichtigung der $R$ -Abhängigkeit bruchmechanischer Materialkennwerte
$\beta_Z$	Zuverlässigkeitsindex
$\gamma_F$	Teilsicherheitsbeiwert Widerstand
$\gamma_G, \gamma_Q$	Teilsicherheitsbeiwerte der Beanspruchung
$\gamma_{insp}$	Sicherheitsfaktor für die Bestimmung von Inspektionsintervallen
$\gamma_{ND}$	Sicherheitsfaktor für die Bestimmung der Nutzungsdauer
$\Delta\varepsilon^*$	Dehnungsänderung Nietentspannung (Messwert)
$\Delta\varepsilon$	Dehnungsänderung
$\phi$	Schwingbeiwert Bemessungslastbild
$\varphi_{fat}$	Schwingbeiwert Ermüdungslastmodell
$\Phi$	Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung
$\eta$	Auslastungsgrad
$\lambda$	Parameter zur Bestimmung der Grenzkurve im FAD
$\hat{\mu}_X$	Mittelwert (Schätzwert für die Grundgesamtheit)
$\mu_{fric}$	Reibbeiwert
$\nu$	Querdehnzahl
$\Delta\sigma_c$	Ermüdungsfestigkeit
$\hat{\sigma}_X$	Standardabweichung (Schätzwert für die Grundgesamtheit)
$\sigma_{brut}$	Bauteilbruttospannung
$\sigma_d$	Druckspannung am Nietkopfrand
$\sigma_{klemm}$	Nietklemmspannung
$\sigma_{schaft}$	Zugspannung im Nietschaft
$\sigma_{net}$	Bauteilnettospannung
$\sigma_{max}, \sigma_{min}$	Oberspannung, Unterspannung
$\sigma_Y$	plastische Grenzspannung
$\sigma_{Rd}$	Bemessungswert der Spannung
$\omega$	bezogene Tangentialkraft
$\Gamma$	Integrationsweg
$\Pi$	Energie

---

## Abkürzungen

ANOVA	Varianzanalyse (analysis of variance)
APDL	Ansys Parametric Design Language
ASTM	American Society for Testing and Materials
COD	Crack Opening Displacement
DMS	Dehnungsmessstreifen
ESZ	ebener Spannungszustand
EVZ	ebener Dehnungszustand
FAD	Failure Assessment Diagram
FEM	Finite Element Methode
FORM	First-Order Reliability Method
HPC	High Performance Computing
KI	Konfidenzintervall
LEBM	linear elastische Bruchmechanik
LM71	Lastmodell 71
ML	Maximum Likelihood
REM	Rastreelektronenmikroskop
SENB	Single Edge Notch Bend
SIF	Spannungsintensitätsfaktor
QPDM	Quarter-Point-Displacement-Methode
VCCT	Virtual Crack Closure Technique
ZfP	zerstörungsfreie Prüfung

# 1. Einleitung

## 1.1. Problemstellung und Motivation

Im bundeseigenen deutschen Schienennetz befinden sich 25.719 Eisenbahnbrücken. Der Anteil an Stahlbrücken umfasst 4141 Bauwerke. Das durchschnittliche Alter dieser Stahlbrücken ist mit 87 Jahren deutlich höher als das Alter des gesamten Brückenbestandes mit 75 Jahren [47]. Das heißt, ein großer Teil der noch in Betrieb befindlichen Stahlbrücken für Eisenbahnverkehr wurde in der ersten Hälfte des vergangenen Jahrhunderts gebaut und besteht aus Flusstahl.

An Eisenbahninfrastrukturbetreiber besteht zum einen die Anforderung, die Sicherheit der betriebenen Anlagen jederzeit zu gewährleisten. Zum anderen soll die betriebene Infrastruktur eine sehr hohe Verfügbarkeit aufweisen und damit eine zuverlässige Grundlage für modernen Schienenverkehr bilden. Dessen ungeachtet stellen eine Vielzahl von Bauwerke mit dem genannten Alter ein industriekulturelles Erbe dar, welches einen sensiblen Umgang erfordert. Materielle Mittel stellen sowohl bei privaten als auch bei öffentlichen Institutionen eine endliche Ressource dar. Somit haben auch wirtschaftliche Erwägungen beim Infrastrukturbetrieb eine hohe Relevanz.

Eisenbahnbrücken unterliegen als zyklisch belastete Bauwerke einer Ermüdungsbeanspruchung. Der Nachweis der Sicherheit gegen Ermüdungsversagen ist aus diesem Grund ein Hauptaspekt bei der Bewertung dieser Bauwerke. So fordert z.B. die für die Bewertung bestehender Eisenbahnbrücken einschlägige Vorschrift Richtlinie 805 der DB Netz AG [85] einen Ermüdungsnachweis für Stahlbrücken, die älter sind als 60 Jahre.

Um den oben genannten, zum Teil konträren Anforderungen gerecht zu werden, sind Bewertungsmethoden erforderlich, mit deren Hilfe zuverlässige Aussagen und Prognosen für den aktuellen Zustand und den weiteren Betrieb gegeben werden können. Eine Bewertungsmethode bezüglich des Ermüdungsversagens ist das bruchmechanische Konzept. Mit Hilfe der Bruchmechanik können das Wachstum von Rissen in Abhängigkeit der Beanspruchungswechsel und das Versagensverhalten gerissener Bauteile beschrieben werden. Ein wesentlicher Vorteil der Anwendung des bruchmechanischen Konzeptes gegenüber anderen Konzepten, z.B. dem Nennspannungskonzept, besteht darin, dass die Auswahl der zu beachtenden Lastkollektive

auf gegenwärtige und zukünftige Betriebslasten beschränkt werden kann. Beim Nennspannungskonzept muss die gesamte Nutzungsdauer der ermüdungsgefährdeten Konstruktion von der Inbetriebnahme bis zu einem möglichen Versagen betrachtet werden. Da die Belastungsgeschichte oftmals nicht hinreichend genau rekonstruiert werden kann, führt die Anwendung dieses Konzeptes zu konservativen Schätzungen der verbleibenden Nutzungsdauer.

Das Ziel der Bewertung von Stahlbrücken mit einer bereits abgelaufenen Nutzungszeit von mehreren Jahrzehnten besteht u.a. in der Beantwortung folgender technischer Fragestellungen:

- Besteht zum gegenwärtigen Zeitpunkt unter der vorhandenen Betriebsbelastung ausreichende Sicherheit gegen Ermüdungsversagen?
- Bis zu welchem zukünftigen Zeitpunkt besteht diese Sicherheit unter der prognostizierten zukünftigen Verkehrsbelastung?
- Wie wirken sich Änderungen der Betriebsbelastung, wie Geschwindigkeitsanhebung, Änderung der Verkehrsart (Güterverkehr, Personenverkehr) auf die Sicherheit gegen Ermüdungsversagen aus?

Davon leiten sich die für den Infrastrukturbetreiber relevanten Fragen ab:

- Wann ist der Ersatzneubau für ein Bauwerk erforderlich?
- Lässt sich eine Bauwerkssanierung, die bei Stahlbrücken in der Regel mit einer aufwendigen Korrosionsschutzerneuerung verbunden ist, wirtschaftlich begründen?
- Kann ein kulturhistorisch wertvolles Bauwerk den Anforderungen des modernen Schienenverkehrs gerecht werden?
- Wie wirken sich Brückenneubau bzw. Sanierung und Weiterbetrieb auf die  $CO_2$ -Bilanz des Geschäftsmodells Infrastrukturbetrieb aus?

## 1.2. Zielsetzung und Lösungsweg

Ausgehend von den genannten Fragestellungen hat die vorliegende Arbeit zum Ziel, die vorhandenen bruchmechanischen Bewertungsmethoden für genietete Eisenbahnbrücken aus Flusstahl zu präzisieren und zu ergänzen. Die Arbeit fokussiert sich dabei auf zwei Hauptmerkmale genieteter Verbindungen aus Flusstahl und deren Einfluss auf das Ermüdungsverhalten:

1. Das erste Merkmal ist die Klemmspannung der Verbindungsmittel und die damit im Zusammenhang stehende Reibung zwischen den verbundenen Teilen. Beim Herstellen von Nietverbindungen mit dem Prozess des Warmnietens entsteht infolge Abkühlung und Schrumpfung ein Eigenspannungszustand. Diese Klemmspannungen werden

mit einem Versuchsprogramm quantifiziert. Der Einfluss der Klemmspannung auf das Risswachstumsverhalten in gelochten Bauteilen wird in numerischen Modellen und mit Versuchen beschrieben.

2. Das zweite Merkmal sind die bruchmechanischen Materialkennwerte von Flusstahl. Es wird eine breite Datenbasis entsprechender Kennwerte erhoben und ausgewertet. Der Einfluss der dabei festgestellten Streuungen und Korrelationsbeziehungen auf das Risswachstum wird mit Hilfe probabilistischer Betrachtungen deutlich gemacht.

Die vorliegende Arbeit gliedert sich neben diesem in sechs weitere Kapitel. Zur Umsetzung des genannten Ziels wird folgendermaßen vorgegangen:

Im Kapitel 2 werden einige grundlegende theoretische Hintergründe erläutert. Das Hauptaugenmerk liegt dabei darauf, den Bezug zum Stand der Wissenschaft herzustellen, d.h. Forschungsarbeiten, die die gleichen Themen verfolgen, hinsichtlich ihres Einflusses auf die eigene Forschung zu charakterisieren. Mit Bezug auf bruchmechanische Kennwerte für das Risswachstum sind das u.a. die Arbeiten von Wittman [116], Han [40], Bucak[12] und de Jesus [51]. Mit der Klemmspannung in Verbindungsmitteln und mit deren Einfluss auf das Ermüdungsverhalten, bzw. auf das Wachstum von Ermüdungsrissen haben sich unter anderem folgende Autoren gewidmet: Hadrych [39], Huhn [46], Valtinat [109], Leonetti [62] und de Jesus [53]. Die Ermüdung, bzw. das Risswachstum in Konstruktionsdetails von Brücken unter Eisenbahnverkehrslast war Gegenstand der Forschung unter anderem von Hensen [42], Geißler [34], Mensinger [69], Taras [103] und Unterweger [106].

Das Kapitel 3 beschreibt die experimentelle Bestimmung der Parameter, deren Einfluss auf die bruchmechanische Bewertung untersucht werden soll. In einem umfangreichen Versuchsprogramm wurden Nietklemmspannungen in Originalbauteilen von Eisenbahnbrücken ermittelt. Außerdem werden Reibbeiwerte zwischen den Querschnittselementen genieteteter Querschnitte ermittelt. In einem weiteren Versuchsprogramm wurden die für Risswachstumsberechnungen notwendigen bruchmechanischen Kennwerte für Flusstähle von mehreren Eisenbahnbrücken aus der ersten Hälfte des vergangenen Jahrhunderts bestimmt. Für alle durchgeführten Versuche wird auf die Versuchsplanung, Durchführung und Auswertung eingegangen. Das Ergebnis dieses Kapitels sind statistische Verteilungsfunktionen und charakteristische Kennwerte der ermittelten Parameter, die in den darauffolgenden numerischen Untersuchungen bzw. Risswachstumsberechnungen verwendet werden.

Im Kapitel 4 werden rissbehaftete genietete Konstruktionsdetails numerisch untersucht. Dabei erfolgt eine Einteilung der Konstruktionsdetails nach typischen Beanspruchungsmerkmalen. Die numerisch bestimmten Risspitzenbeanspruchungen werden mit Angaben aus der Literatur verglichen. Es erfolgt außerdem die Beschreibung einer Versuchsserie zur Modellvalidierung. Mit dem validierten Modell wird eine umfangreiche Parameterstudie erstellt,

die als variable Parameter typische, in Eisenbahnbrücken verwendete Niet- und Blechabmessungen berücksichtigt. Das Ergebnis dieses Kapitels sind funktionale Beschreibungen der Risspitzenbeanspruchung in Abhängigkeit der Risstiefe, der Nietklemmkraft und der Querschnittsbeanspruchung. Die aufgestellten Funktionen finden bei den Risswachstumsberechnungen der nächsten Kapitel Eingang.

In Kapitel 5 werden Risswachstumsberechnungen für Eisenbahnbrücken beschrieben. Es wird der programmtechnisch umgesetzte Algorithmus erläutert. Dieser berücksichtigt die experimentell bestimmten Kennwerte und Korrelationsbeziehungen aus Kapitel 3, sowie die numerisch ermittelten Risspitzenbeanspruchungen aus Kapitel 4. Es soll insbesondere deutlich gemacht werden, welchen Einfluss die einzelnen Eingangsparameter auf das Ergebnis von Rissfortschrittsberechnungen haben. Weiterhin werden probabilistische Berechnungen durchgeführt. Dabei werden Verteilungen der Ergebnisgröße von Risswachstumsberechnungen auf der Basis stochastischer Eingangswerte bestimmt und bewertet.

Im Kapitel 6 wird anhand eines Beispiels aus der Praxis gezeigt, wie sich die Ergebnisse der Kapitel 3 bis 5 bei der Bewertung einer Eisenbahnbrücke hinsichtlich der Sicherheit gegen Ermüdungsversagen anwenden lassen.

Kapitel 7 fasst die Ergebnisse und Erkenntnisse der Arbeit zusammen und gibt einen Ausblick auf mögliche zukünftige Forschungsfelder.

## 2. Grundlagen und Stand der Wissenschaft

### 2.1. Eigenschaften von Flusstahl

Flusstahl wird seit ca. der Mitte des 19. Jahrhundert hergestellt. Die Herstellung von Flusstahl löste das bis dahin gebräuchliche Puddelverfahren ab. Durch die Stahlherstellung im Konverter war es möglich, wesentlich größere Mengen Stahl in wesentlich besserer Qualität zu fertigen. In Deutschland ist größtenteils Flusstahl der nach dem Thomas-Verfahren oder dem Siemens-Martin-Verfahren hergestellt wurde anzutreffen.

Bei der Bewertung historischer Stahlkonstruktionen ist die Identifizierung der Materialart von essentieller Bedeutung. Durch die Zuordnung zu einer Materialart (Puddel- oder Flusstahl) ist es möglich, in Normen festgelegte Widerstandswerte für die rechnerische Bewertung zu verwenden. Dies gilt sowohl für die Materialkennwerte Streckgrenze und Zugfestigkeit als auch für die Kennwerte von Wöhlerlinien.

Flusstahl ist im Gegensatz zu modernem Baustahl durch eine starke Inhomogenität über den Querschnitt des gewalzten Halbzeuges gekennzeichnet. Herstellungsbedingt lagern sich die Verunreinigungen der Stahlschmelze im Inneren der Walzquerschnitte, also in der Blechmitte bzw. den Übergangsbereichen zwischen Steg und Flansch bei Walzprofilen, den sogenannten Seigerungszonen, an. Ursache dafür ist, dass die in Kokillen vergossene Schmelze vom Rand aus zu erstarren beginnt und die noch nicht erstarrte, kochende („unberuhigte“) Schmelze in die Mitte der Brammen gezwungen wird. Durch Bewegung und Entmischung der Schmelze konzentrieren sich die Eisenbegleiter Schwefel, Phosphor, Kohlenstoff und Stickstoff in der Mitte der Brammen. Beim Auswalzen der Brammen verbleiben die Seigerungszonen in den Kernbereichen der Walzprodukte. Die Randbereiche der Walzquerschnitte, die sogenannten Speckschichten, sind dagegen nahezu frei von Verunreinigungen.

Eine sehr gute Möglichkeit zur Identifizierung von Flusstahl besteht in der Anfertigung von Baumannabdrücken. Bei diesem Verfahren können Konzentrationsunterschiede von Schwefel im Profilquerschnitt optisch sichtbar gemacht werden. Abbildung 2.1 zeigt den Baumannabdruck eines Winkelprofils des Bauwerkes „Eisenbahnüberführung Hamburger Straße“. Die



Abbildung 2.1.: Baumannabdruck eines Winkelprofils aus Flusstahl

dunkel eingefärbte Seigerungszone kann deutlich von der heller erscheinenden „Speckschicht“ unterschieden werden (s. Abbildung 2.1).

Eine Unterscheidung zwischen den Materialgruppen Puddelstahl / Schweißeisen, unberuhigt vergossener Flusstahl und Baustahl (beruhigt vergossen) kann auch auf Grund der chemischen Zusammensetzung erfolgen. Für die Identifikation von Puddelstahl kann sowohl der Mangangehalt als auch der Phosphorgehalt herangezogen werden. Bei Helmerich [41] und Kühn et al. [57] werden Streubereiche für den Anteil dieser Begleitelemente angegeben. Da es sich jeweils um Angaben ausgewerteter Stichproben handelt, sind die Angaben nicht deckungsgleich.

Langenberg [61] schlägt ein Schema zur Identifikation alter Stahlsorten vor, das den Mangangehalt als Unterscheidungskriterium verwendet. Entsprechend dieses Schemas ist neben der chemischen Zusammensetzung auch die qualitative Auswertung mikrostruktureller Untersuchungen zu beachten. Kühn et al. [56] greift dieses Schema auf und präzisiert auf Grundlage statistischer Auswertungen den Grenzwert für den Mangangehalt auf 0,19 Gew-%. Materialien mit kleineren Mangangehalten sind nach diesem Schema als Puddelstahl zu behandeln. Der Phosphorgehalt als Unterscheidungsmerkmal wird abgelehnt [56]. Demgegenüber stehen die Ergebnisse der Untersuchungen von Reiche [81]. Die von ihm angegebenen Werte der Legierungs- und Begleitelemente basieren auf der Auswertung von 102 Proben für Puddelstahl aus 22 verschiedenen Objekten und 290 Proben für Flusstahl aus 55 Objekten. Demnach weist Puddelstahl einen deutlich größeren Phosphorgehalt als später hergestellter Flusstahl auf. In allen in [81] beprobten Puddelstählen wurden Phosphorgehalte  $> 0,179$  Gew-% angetroffen. Das ist deutlich mehr als die größten in Flusstahl gefundenen Phosphorgehalte (0,092 Gew-%).

Die Abgrenzung zu modernen Baustählen erfolgt in der Regel nach den Legierungselementen, die für das beruhigte Vergießen verantwortlich sind. Ein Siliziumgehalt  $< 0,17$  Gew-%

und das Fehlen von Aluminium als Legierungselement lässt den Schluss zu, dass der Stahl unberuhigt vergossen wurde. Weitestgehend übereinstimmende Aussagen machen die unterschiedlichen Autoren [56, 57, 61, 81] zur Identifikation des Stahlherstellungsverfahrens auf Grundlage des Stickstoffgehaltes. Demnach deutet ein hoher Stickstoffgehalt ( $>0,008$  Gew-%) auf Windfrischen mit Luftsauerstoff und damit auf das Bessemer- oder das Thomasverfahren hin.

Die bruchmechanischen Eigenschaften von Flussstahl sind am Ende von Abschnitt 2.3.3 beschrieben.

## 2.2. Das Nieten als Verbindungstechnik

In Stahlkonstruktionen, die von der Mitte des 19. Jahrhunderts bis zur Mitte des 20. Jahrhunderts errichtet wurden, sind Niete die überwiegend verwendeten Verbindungsmittel. Als Herstellungstechnologie kam das Warmnieten zur Anwendung. Dabei wird der Rohniet auf eine Temperatur zwischen  $950\text{ °C}$  und  $1100\text{ °C}$  erhitzt und anschließend in das vorbereitete Nietloch eingebracht. Als Setzkopf wird derjenige Nietkopf bezeichnet, der bereits vorhanden ist, bevor die Nietverbindung hergestellt wird. Der Schließkopf wird im heißen Zustand nach dem Einbringen des Niets in das Nietloch hergestellt. Die Formung des Schließkopfes erfolgt durch mechanische Arbeit mit entsprechendem formgebenden Werkzeug, dem Döpper und einem Vorschlaghammer oder Presslufthammer. Insbesondere bei der Werkstattfertigung können auch hydraulische Nietzangen zum Einsatz kommen. Detaillierte Beschreibungen der Herstellungstechnologie von Nietverbindungen sind bei Collette [14] zu finden.

Bei der Abkühlung der heiß eingebauten Niete verkürzt sich der Nietschaft in Achsrichtung. Durch den Formschluss des Nietkopfes mit den verbundenen Blechen wird die Schrumpfungsbildung behindert. Nach der vollständigen Abkühlung verursacht dieser Vorgang einen Eigenspannungszustand, der im Wesentlichen ein Druckspannungsfeld in Blechdickenrichtung um das Nietloch und eine Zugspannung im Nietschaft hervorruft.

### 2.2.1. Nietklemmspannung und Auswirkung auf das Ermüdungsverhalten

Die Druckspannung in Blechdickenrichtung wirkt in dem relativ kleinen Bereich des Verbindungsmittelkopfes. Damit kommt es zu einer behinderten Querdehnung in der Blechebene, woraus wiederum eine Druckspannungskomponente in der Blechebene resultiert. Diese wirkt der rissinitiierenden Zugspannung im Kerbgrund entgegen und hat somit einen positiven Einfluss auf das Ermüdungsverhalten.

Der Einfluss der Nietklemmspannung auf die Tragfähigkeit und das Ermüdungsverhalten von genieteten Verbindungen war bereit in der 1. Hälfte des vergangenen Jahrhunderts Forschungsgegenstand.

Von Graf wird in [35, 36] von einer Vielzahl von Versuchsreihen berichtet. Der Schwerpunkt der Untersuchungen liegt in der Erforschung des Einflusses von geometrischen und konstruktiven Randbedingungen auf das Trag- und Ermüdungsverhalten in genieteten Verbindungen. Aus den Versuchsergebnissen schlussfolgert er u.a., dass bei einem entsprechend hohen Gleitwiderstand zwischen den verbundenen Blechen die Lochleibungsspannung und Scherbeanspruchung im Niet soweit reduziert wird, dass das Ermüdungsrisswachstum nicht mehr am Lochrand initiiert wird, sondern im Bruttoquerschnitt. Die in dem Bericht veröffentlichten Bruchbilder zeigen dies eindrucksvoll [35, Abb. 33]. Mit dieser Beanspruchungsumlagerung ist eine maßgebliche Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit verbunden.

Der Gleitwiderstand in genieteten Verbindungen hängt sowohl von der Klemmkraft der Verbindungsmittels als auch vom Reibbeiwert zwischen den sich berührenden Flächen ab. Klöppel berichtet in [54] vom Einfluss des Anstriches der Kontaktflächen und der damit verbundenen Änderung des Reibbeiwertes auf die Dauerfestigkeit. In den Untersuchungen von Graf [35] ist der Zustand der Kontaktflächen ebenfalls Untersuchungsgegenstand. Der Einfluss des Herstellungsverfahrens auf die Klemmkraft von Nieten und damit auf den Gleitwiderstand wurde von Rudeloff [90] systematisch untersucht. Durch Zhou[117] wurden ebenfalls Versuche zur Bestimmung des Gleitwiderstandes durchgeführt.

Eine Beschreibung des Zusammenhanges zwischen Klemmspannung der Verbindungsmittel und Ermüdungsfestigkeit wurde durch Wilson und Thomas [115] durchgeführt. In den entsprechenden Versuchen werden als vorgespannte Verbindungsmittel geschraubte Bolzen verwendet, deren Vorspannung über Dehnungsmessung bestimmt wird. Neben dem Einfluss der Klemmspannung auf das Ermüdungsverhalten werden noch weitere Einflüsse, wie die Stahlgüte, die Technologie der Nietlochherstellung, Anzahl und Anordnung der Niete und Abmessungen der Verbindung untersucht.

Die Ergebnisse aus [35, 36, 90, 117] wurden von Taras [104] ausgewertet und finden Eingang in dem von ihm vorgeschlagenen Kerbfallkatalog für Nietverbindungen.

Die Beeinflussung des Risswachstums durch die Verbindungsmittelvorspannung war Forschungsgegenstand von Hadrych [39]. Aufgrund von numerischen Berechnungen und Versuchen untersucht er, inwiefern sich das Ermüdungsrisswachstum in einem Lochstab mit Hilfe vorgespannter Schrauben verhindern oder stoppen lässt. Die Arbeit von Huhn [46] baut in Teilen auf den Erkenntnissen von Hadrych auf. Er untersucht das Ermüdungsrisswachstum an Löchern von feuerverzinkten Stahlbauteilen. Die Bestimmung der Risspitzenbeanspruchung unter dem Einfluss der Verbindungsmittelvorspannung ist ein wesentlicher Teil dieser

Forschungsarbeit. Die beiden genannten Arbeiten lieferten wesentliche Impulse für die eigene vorliegende Arbeit.

### **2.2.2. Versuche zur Bestimmung der Nietklemmspannung**

Um den positiven Effekt der Nietklemmspannung auf das Ermüdungsverhalten nutzbar machen zu können, ist Kenntnis über die Höhe der Nietklemmspannung erforderlich. Die ersten bekannten Versuche dazu wurden von Graf [36] durchgeführt. In mehreren Versuchsserien wurden die Einflüsse der Herstellungstechnologie auf die Entwicklung der Klemmspannung untersucht. Die Einflussparameter dabei waren das Nietverfahren (Nietung mit Kniehebelpresse oder Nietung mit Presslufthammer), die Niettemperatur, die Zeit für die Herstellung des Schließkopfes und die Nietgeometrie (Schaftdurchmesser, Schaftlänge). Die Bestimmung der Klemmspannung erfolgte über die Messung der Entspannungsdehnung beim Entfernen eines Nietkopfes mit Hilfe einer Messuhr. Obwohl die Nietverbindungen nur zum Zweck der Prüfung, also wahrscheinlich mit sehr hohem Qualitätsanspruch hergestellt wurden, zeigt sich in den ermittelten Klemmspannungen eine sehr große Streuung. Die Einzelwerte streuen zwischen 0 und der Höhe der Streckgrenze des Nietwerkstoffes.

Die Untersuchung der Nietklemmspannung in Originalbauteilen ist von Valtinat [109] bekannt. Die Bestimmung der Nietklemmspannung erfolgte ebenfalls über die Messung der Entspannungsdehnung. Insgesamt wurden 93 gemessene Einzelwerte dokumentiert. Die Mittelwerte der Nietklemmspannung für die einzelnen Versuchsserien liegen zwischen 69 und 99 MPa. Die untersuchten Niete hatte Klemmlängen zwischen 17 und 69 mm und Schaftdurchmesser zwischen 23 und 26 mm. Da nähere Angaben zu Herkunft des Probenmaterials, zu den Materialeigenschaften und zur genauen Versuchsdurchführung nicht vorliegen, bieten die Ergebnisse in [109] zwar eine gute qualitative Vergleichsmöglichkeit, können jedoch nicht mit den eigenen in Kapitel 3 beschriebenen Versuchsergebnissen gemeinsam ausgewertet werden.

Die neuesten Versuchsergebnisse zur Bestimmung der Nietklemmspannung wurden von Leonetti [62] veröffentlicht. Grundlage der Untersuchung bildet Probenmaterial der alten Botlek-Brücke, einer kombinierten Straßen- Eisenbahnbrücke. Es wurden Teile des Haupttragwerkes und der Verbände verwendet. In der Veröffentlichung wurden insgesamt 86 Einzelwerte für Nietklemmspannungen angegeben. Auf Grund der dokumentierten Versuchsbedingungen und des verwendeten Materials können die Ergebnisse direkt mit den eigenen Versuchsergebnissen in Kapitel 3 verglichen werden.

## 2.3. Die Bruchmechanik als Bewertungsmethode der Sicherheit gegen Ermüdungsversagen

### 2.3.1. Allgemeines

Mit Hilfe der Bruchmechanik können im Hinblick auf das Verhalten von Bauteilen und Konstruktionen unter Belastung zwei Fragen beantwortet werden. Es kann zum einen beschrieben werden, unter welcher statischen Last sich ein im Bauteil befindlicher Riss instabil auszubreiten beginnt und damit das Versagen des Bauteils verursachen kann. Weiterhin kann beschrieben werden, wie ein Riss unter zyklischer Beanspruchung stabil wächst. Da ein stabiles Risswachstum zu einer Rissgröße führen kann, bei der das Versagen des Bauteils eintritt, sind beide Fragen eng miteinander verknüpft.

Grundlegend wird die Beanspruchung von gerissenen Bauteilen nach drei Rissöffnungsmodi unterschieden, siehe Abbildung 2.2. Im Rissöffnungsmodus I ist die Beanspruchungsrichtung normal zur Fläche der Rissflanke.

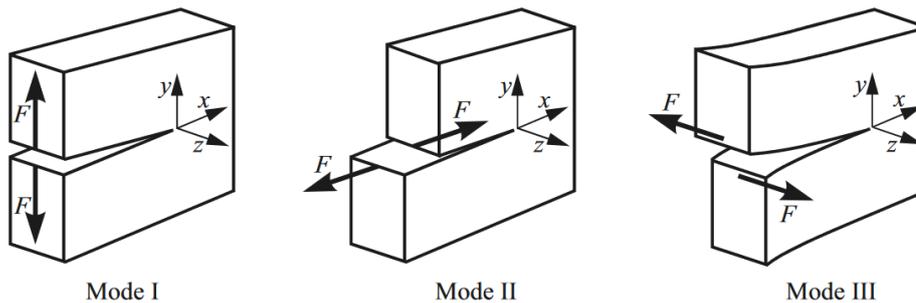


Abbildung 2.2.: Rissöffnungsmodi (aus [83, S.52])

Bei Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik (LEBM) ist die wesentliche Beanspruchungsgröße des gerissenen Bauteiles der Spannungsintensitätsfaktor  $K_I$ .

$$K_I = \sigma_{brut} \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot Y \quad (2.1)$$

In dieser Arbeit werden Spannungsintensitäten ausschließlich im Rissöffnungsmodus  $I$  betrachtet. Der Index  $I$  wird daher in allen nachfolgenden Erwähnungen weggelassen.

Der Spannungsintensitätsfaktor (SIF) ist abhängig von der Bauteilbruttospannung  $\sigma_{brut}$ , der Risstiefe  $a$  und der Korrekturfunktion  $Y$ . Diese dient zur Beschreibung der Bauteil- und Rissgeometrie sowie zur Erfassung weiterer Einflüsse auf die Rissspitzenbeanspruchung.  $Y$  ist in den meisten Fällen wiederum abhängig von der Risstiefe  $a$ .

Nach der Theorie der LEBM ist der Spannungsintensitätsfaktor ein Parameter, der das elastische Spannungsfeld vor der Rissspitze beschreibt. Die Rissspitze entspricht einer Kerbe

mit einem Radius  $R \rightarrow 0$ , an deren Stelle eine Spannungssingularität besteht. In metallischen Werkstoffen bildet sich in der Realität an der Risspitze eine plastische Zone aus. Die Anwendung der LEBM auf die Risswachstumsberechnung von Stahlkonstruktionen ist an die Voraussetzung gekoppelt, dass die plastische Zone hinreichend klein gegenüber der Risstiefe ist. Die nachfolgend beschriebenen Gesetzmäßigkeiten des Risswachstums gelten also nur für Langrisse (oder Makrorisse). Nach Radaj/Vormwald [80, S.364] ist diese Voraussetzung bei der Größenordnung von  $> 1$  mm erfüllt.

### 2.3.2. Risswachstum unter zyklischen Beanspruchungen

Abbildung 2.3 enthält eine schematische Risswachstumskurve mit den Bereichen I, II, und III. Der Bereich II ist die Phase des stabilen Risswachstums. In der logarithmischen Darstellung ist er durch die sogenannte Paris-Gerade gekennzeichnet. Diese lässt sich mit dem Risswachstumsgesetz von Paris / Erdogan beschreiben [77].

$$\frac{da}{dN} = C_{Pa} \cdot \Delta K^{m_{Pa}} \quad (2.2)$$

Die linke Seite der Gleichung beschreibt die Änderung der Risstiefe  $a$  über die Lastwechselzahl  $N$  und entspricht damit der Risswachstumsgeschwindigkeit bzw. Rissfortschrittsrate. Für  $N \rightarrow 1$  ergibt sich die Risstiefenänderung  $\Delta a$  für einen Lastwechsel  $\Delta N$ . Die rechte Seite enthält für den bereits beschriebenen Spannungsintensitätsfaktor  $K$  die Differenz für einen Beanspruchungswechsel.

$$\Delta K = K_{max} - K_{min} \quad (2.3)$$

Die Größe  $\Delta K$  wird zyklischer Spannungsintensitätsfaktor genannt.

$C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  sind Materialparameter und kennzeichnen die Lage und Neigung der Paris-Geraden. Die Einheit für  $\Delta K$  wird üblicherweise entweder mit  $\text{MPa}\sqrt{\text{mm}}$  oder mit  $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$  angegeben. Der Parameter  $C_{Pa}$  wird meistens dimensionslos angegeben, er ist jedoch von den Einheiten der anderen Größen der Gl. 2.2 abhängig. Der Umrechnungsfaktor für  $C$  zwischen den beiden Einheitensystemen für  $\Delta K$ , wenn  $da/dN$  in  $[\text{mm}/\text{LW}]$  angegeben ist, beträgt  $10^{1,5 \cdot m_{Pa}}$ . Der Anstieg der Paris-Geraden  $m_{Pa}$  ist einheitenunabhängig.

Der Bereich I der Risswachstumskurve ist der Schwellenwertbereich (oder Tresholdwert). Der bruchmechanische Schwellenwert  $\Delta K_{th}$  ist die untere Grenze der zyklischen Risspitzenbeanspruchung, für die eine Rissausbreitung erfolgen kann. Das heißt, für alle  $\Delta K > \Delta K_{th}$  vergrößert sich die Risstiefe mit der zunehmenden Anzahl der Lastwechsel. Im Bereich III

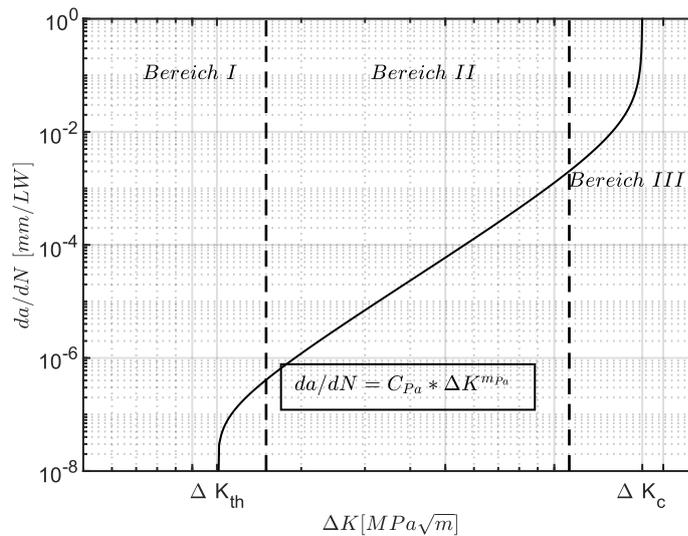


Abbildung 2.3.: Schematische Darstellung des zyklischen Rissfortschritts

nähert sich die Risswachstumskurve der Risszähigkeit  $K_c$  an. Die Risswachstumsgeschwindigkeit geht dann gegen unendlich, was durch ein sprödes Versagen des Bauteiles gekennzeichnet ist.

Sowohl der Schwellenwert als auch die Risswachstumsparameter  $C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  werden vom Beanspruchungsverhältnis  $R = K_{min}/K_{max}$  beeinflusst.

### 2.3.3. Bruchmechanische Kennwerte von Flusstahl

Zur Durchführung von Risswachstumsberechnungen auf Grundlage von Gleichung (2.2) sind die Materialkennwerte  $C_{Pa}$ ,  $m_{Pa}$  und  $\Delta K_{th}$  erforderlich. Die Kennwerte werden nach normten Versuchen, z.B. nach ASTM 647 [48] gewonnen. Im folgenden Abschnitt wird ein Überblick über die in der Fachliteratur verfügbaren Versuchsdaten zu diesen Werkstoffkennwerten gegeben. Die Zusammenstellung der Daten wurde [101] entnommen. Die Werte für Flusstahl sind in Tabelle 2.1 enthalten, für Puddelstahl können sie [101] entnommen werden. Bei der Bewertung von Altstahlkonstruktionen wird eine Unterscheidung des verwendeten Materials nach Flusstahl, Puddelstahl und beruhigt vergossenem, modernem Baustahl getroffen. Insgesamt liegen nur relativ wenig dokumentierte Rissfortschrittsdaten zu Altstahl in der Literatur vor. Der Umfang von Untersuchungen der einzelnen Autoren umfasst jeweils nur wenige Bauwerke, in manchen Fällen nur ein einzelnes Bauwerk, so dass keine verallgemeinerte Aussage auf die Materialgruppen (Flusstahl bzw. Puddelstahl) getroffen werden konnte. Eine gemeinsame statistische Auswertung der Ergebnisse ist wegen der oftmals unzureichend dokumentierten Versuchsrandbedingungen und wegen des insgesamt geringen Datenumfangs nicht möglich.

Tabelle 2.1.: Risswachstumswerte für Flusstahl aus verschiedenen Literaturquellen

Autoren	Bauwerk	bruchmechanische Kenngrößen		
		$C_{Pa}$	$m_{Pa}$	$\Delta K_{th} [MPa \cdot \sqrt{m}]$
Wittmann [116]	Heubach Brücke	7,84E-10	3,62	
Han [40]		3,23E-10	3,96	4,4 ( $R = 0,8$ )
de Jesus [51]	Pinhão Bridge	7,85E-10	3,62	
	Trezói Bridge	1,04E-09	3,57	
Bucak [12]	Leipziger Brücken	2,95E-10	4,22	
		1.12e-14	6,51	

Die Kennwerte  $C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  sind für die Einheiten von  $\Delta K [MPa \cdot \sqrt{m}]$  und  $da/dN [mm/LW]$  angegeben.

Wittmann [116] veröffentlichte 1993 Daten zu Rissfortschrittsversuchen für Puddelstahl, Flusstahl und modernen Baustahl. Eine Auswertung und Ermittlung der Paris-Parameter ist jedoch nicht dokumentiert. Der untersuchte Flusstahl stammte von der Heubachbrücke. Die Versuchsergebnisse wurden exemplarisch u. a. im Stahlbau-Handbuch [96] publiziert. Tabelle 2.1 enthält die Paris-Parameter, die aus der linearen Regression der  $\log(da/dN) - \log(\Delta K)$  Kurve auf Basis digitalisierter Daten bestimmt wurden.

Han [40] untersuchte für verschiedene Materialien das Schwellenwertverhalten und den zyklischen Rissfortschritt und ging dabei auch auf die Unterschiede von Flusstahl und Puddelstahl ein. Für die Untersuchungen standen Fluss- und Puddelstahlproben aus jeweils einem Bauwerk zur Verfügung. Die ermittelten Daten wurden als Referenzwerte in die FKM-Richtlinie Bruchmechanischer Festigkeitsnachweis [9] aufgenommen.

An der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) sind eine Vielzahl von Rissfortschrittsversuchen an alten Stählen aus mehreren Bauwerken durchgeführt worden. Die in [41] dokumentierten Ergebnisse stammen ausschließlich von Puddelstählen.

Ein sehr umfangreiches Untersuchungsprogramm an Probenmaterial aus fünf unterschiedlichen Brückenbauwerken wurde im Rahmen der Forschungsarbeiten von de Jesus et.al. [51] durchgeführt. Anhand der Baujahre und der chemischen Zusammensetzung wurde das Material von drei Bauwerken als Puddelstahl / Schweißbeisen und das zwei weiterer als Flusstahl charakterisiert.

Bucak führte im Rahmen eines Gutachtens [12] mehrere Rissfortschrittsversuche durch. Dem Autor stand die Ergebnisdokumentation nicht vollständig zur Verfügung; nur zweifelsfrei erkennbare Daten wurden übernommen.

Im JRC-Report [57] werden die Werte  $m_{Pa} = 3,0$  und  $C_{Pa} = 1,27E - 8$  für alte Stähle empfohlen. Barsom [7] gibt als Referenzwerte  $m_{Pa} = 3,0$  und  $C_{Pa} = 6,96E - 9$  für ferritisch

perlitische Stähle an. Bild 2.4 zeigt eine Auswahl dokumentierter Risswachstumsparameter für modernen Baustahl, Flusstahl und Puddelstahl. Die durchgezogenen Linien gelten für Flusstahl, die gepunkteten Linien am unteren Rand charakterisieren Puddelstahl. Es muss erwähnt werden, dass die Werte für Puddelstahl in allen Versuchen deutlich größere Streuungen innerhalb eines Versuchs aufweisen als Flusstahl. Die Werte für Baustahl sind der FKM-Richtlinie [9] entnommen.

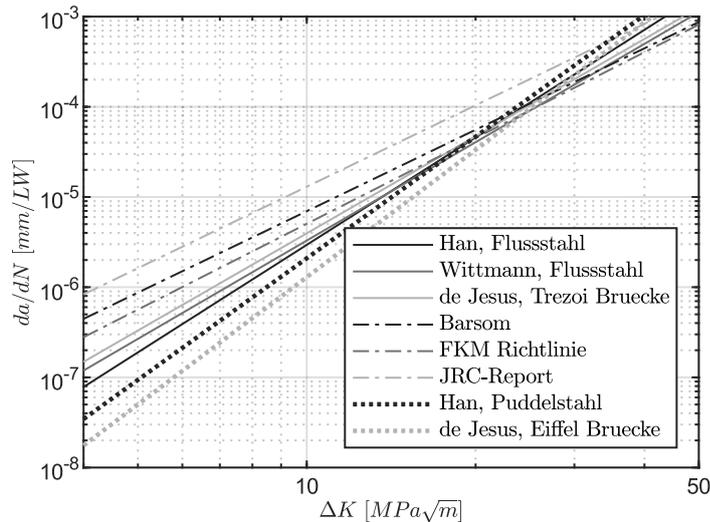


Abbildung 2.4.: Vergleich von Risswachstumsparametern im Bereich II der Risswachstums-kurve von Puddelstahl, Flusstahl und modernem Baustahl

Ab einer zyklischen Risspitzenbeanspruchung von  $\Delta K \approx 20 \text{ MPa} \cdot \sqrt{\text{m}}$  sind die Risswachstumsraten von Puddel- und Flusstählen größer als die der modernen Stähle. Damit liegt die Vermutung nahe, dass ein gröberes Korngefüge einen steileren Anstieg der Paris-Geraden des Risswachstumsgesetzes verursacht. Die im JRC-Bericht [57] für Brücken aus Altstahl empfohlenen Werte können als Hüllkurve interpretiert werden.

### 2.3.4. Anwendung der Bruchmechanik bei der Bewertung der Ermüdungssicherheit von Eisenbahnbrücken

Eine der wesentlichen Grundlagen für die Anwendung der Bruchmechanik bei der Beurteilung alter Stahlbrücken stellt die Forschungsarbeit von Hensen [42] dar. Die Kernpunkte der Arbeit sind die Zuordnung von typischen Konstruktionsdetails von Eisenbahnbrücken zu bruchmechanischen Modellen, die Angabe von kritischen Risstiefen in Abhängigkeit des Auslastungsgrades und des Materialwiderstandes sowie die Angabe von Lastwechselzahlen für schadensäquivalente Einstufenkollektive für die verschiedenen Rissmodelle. Die Ergebnisse der Arbeit von Hensen bilden die Grundlage des Betriebszeitintervallnachweises in der

Richtlinie 805 [85]. Das Nachweisformat dieser Richtlinie beinhaltet die Bestimmung sicherer Inspektionsintervalle mit Hilfe von Handrechenformeln und Diagrammen. Die Zuordnung der Rissmodelle zu Konstruktionsdetails wurde im Rahmen der Überarbeitung der Richtlinie durch Mensinger et.al. überprüft [67, 70].

Geißler [34] untersuchte die Restnutzungsdauer sowohl von Straßen- als auch von Eisenbahnbrücken. Mit den von ihm durchgeführten bruchmechanischen Betrachtungen verfolgte er einen probabilistischen Ansatz in dem er zeitabhängige Versagenswahrscheinlichkeiten der von ihm betrachteten Konstruktionen ermittelte.

Für konkrete bauwerksbezogene Anwendungsfälle der bruchmechanischen Bewertung der Ermüdungssicherheit von Eisenbahnbrücken gibt es verschiedene veröffentlichte Studien. Zwei dieser Anwendungsfälle sollen hier kurz vorgestellt werden.

Fünf herausragend interessante, historische Brückenbauwerke in Portugal waren ab 2010 Gegenstand der Forschung. Durch de Jesus et.al. wurde zunächst eine umfangreiche Studie zu Materialeigenschaften dieser Bauwerke veröffentlicht [51]. Neben den für das Kerbdehnungskonzept erforderlichen Materialparametern wurde auch eine Vielzahl von Rissfortschrittsversuchen durchgeführt. Die Ergebnisse, sofern sie sich auf Flusstahl beziehen, dienen für die eigenen durchgeführten Risswachstumsversuche (Kapitel 3) als wichtige Referenz, siehe Abbildung 2.4. In den beiden Studien von de Jesus et.al. [50, 52] erfolgte die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens genieteteter Anschlüsse auf der Grundlage von Versuchen und numerischen Simulationen. Die numerische Modellierung der Nietanschlüsse unter Einbeziehung der Nietklemmspannung und der Reibung in den Kontaktbereichen enthält wichtige Anregungen für die eigenen numerischen Untersuchungen im Kapitel 4. Durch Marques et.al. [65] wurde eine der Brücken, die Trezói-Brücke, hinsichtlich ihrer ermüdungsbedingten Restlebensdauer untersucht. Die Bestimmung der Restlebensdauer erfolgte auf Grundlage der Bruchmechanik. Für die konstruktiven Einflüsse der genieteteten Konstruktionsdetails wurde die Korrekturfunktion  $Y$  angepasst.

Eine weitere Forschungsarbeit zur Anwendung der Bruchmechanik bei der Bestimmung der Restlebensdauer genieteteter Eisenbahnbrücken wurde von Unterweger et.al. veröffentlicht [107, 108]. An Querträgern einer außer Betrieb gesetzten Eisenbahnbrücke wurden Schwingversuche durchgeführt. Dabei bestand das Ziel darin, den Einfluss der Verbindungsmittelvorspannung auf das Wachstum von Ermüdungsrissen unter zyklischer Beanspruchung zu untersuchen. Der auf das Risswachstum verzögernd wirkende Effekt der Nietklemmspannung wurde durch eine Anpassung der Materialkennwerte  $C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  erfasst. Damit ist nach Angabe der Autoren bei Verwendung des gleichen bruchmechanischen Modells eine Übertragung der Ergebnisse auf andere Nachweisstellen bzw. Bauwerke möglich.



### 3. Experimentelle Untersuchungen

Mit dem in diesem Kapitel beschriebenen Versuchsprogramm wurde das Ziel verfolgt, Daten für die zu untersuchenden Einflussparameter auf das Risswachstumsverhalten in genieteten Verbindungen aus Flusstahl zu erheben. Mit der statistischen Auswertung der Versuche, der Definition von Grundgesamtheiten und der Angabe von charakteristischen Werten und Verteilungsfunktionen wird sichergestellt, dass die Sicherheitsbetrachtungen in Kapitel 5 den Regelungen des Eurocodes [20] entsprechen.

Zunächst wird das zur Verfügung stehende Material hinsichtlich chemischer und mechanisch-technologischer Eigenschaften charakterisiert. Der anschließend beschriebene Teil des Versuchsprogrammes bezieht sich auf die Bestimmung der Nietklemmspannung und des Reibbeiwertes. Die gewählte Versuchsdurchführung wird erläutert. Bei der statistischen Versuchsauswertung werden Daten aus der Literatur, die unter ähnlichen Versuchsbedingungen entstanden sind, einbezogen. Aus den gewonnenen Daten können Gleitwiderstandskräfte berechnet werden, die wiederum in der Literatur beschriebenen, experimentell bestimmten Gleitwiderstandskräften gegenübergestellt werden können.

Wie unter Abschnitt 2.2 erläutert, handelt es sich bei der Herstellung von Nietverbindungen um ein handwerkliches Verfahren. Die Eigenschaften der Verbindungen sind von verschiedenen variierenden Randbedingungen abhängig. Dazu zählen z.B. die individuellen Fähigkeiten und Qualitätsansprüche der herstellenden Person, Witterungsbedingungen auf der Baustelle oder die konstruktive Gestaltung und Zugänglichkeit herzustellender Nietstöße auf der Baustelle. Entsprechend groß sind die zu erwartenden Streuungen der Versuchsergebnisse.

Ein weiterer wesentlicher Teil des Versuchsprogramms ist die experimentelle Bestimmung bruchmechanischer Risswachstumskennwerte von Flusstahl. Das Ziel der durchgeführten Untersuchungen bestand darin, eine breite Datenbasis bruchmechanischer Risswachstumsparameter für Flusstahl zu erheben und mit dem in der Literatur verfügbaren Datenmaterial zu vergleichen. Der Versuchsumfang wurde so gewählt, dass aus den statistischen Auswertungen verallgemeinerte Aussagen zu der Materialart Flusstahl getroffen werden können. Die Schwerpunkte liegen dabei in der Untersuchung des Einflusses des Beanspruchungsverhältnisses  $R$  auf das zyklische Risswachstum und in der Untersuchung der Korrelation zwischen den Paris-Parametern  $m_{Pa}$  und  $C_{Pa}$ .

### 3.1. Beschreibung des Probenmaterials

Für die Versuche stand Material aus acht verschiedenen Bauwerken zur Verfügung. Tabelle 3.1 enthält eine Übersicht zur Herkunft des verwendeten Probenmaterials.

Tabelle 3.1.: Probenmaterial für die Versuche an Nietverbindungen und Flusstahl

Bauwerk	Codierung	Baujahr	Bauteil	Verwendung
Eisenbahnbrücke über den Fährsee in Dessau / Roßlau	FD	1929	Hauptträger Stegblech	Klemmspannung, Gleitwiderstand Bruchmechanik
Eisenbahnbrücke über die Großenhainer Straße in Dresden	GDD	1899	Hauptträger Obergurt Blechlamelle	Klemmspannung, Gleitwiderstand Bruchmechanik
Eisenbahnbrücke über die Hamburger Straße in Dresden	HAM	1906	Hauptträger Untergurt Winkelprofil	Klemmspannung, Gleitwiderstand Bruchmechanik
Markersbacher Viadukt	MV	1888	Bauteil nicht bekannt, Blechlamelle	Bruchmechanik
Schleuse Calbe	SC	1940	Stauwand, Aufhängung	Bruchmechanik
Eisenbahnbrücke über die Tunnelstraße in Frankfurt / O.	TFT	ca. 1920	Bauteil nicht bekannt, I 475-Profil	Bruchmechanik
Eisenbahnüberführung über die Meißner Landstraße in Coswig	MLS	1911	Hauptträgergurt, Querträgergurt	Klemmspannung, Gleitwiderstand
Elsterbrücke bei Plauen / V.	EPV	1930	Fachwerkzugstab	Klemmspannung, Gleitwiderstand

Zur Charakterisierung des verwendeten Probenmaterials wurden die chemische Zusammensetzung und die mechanisch-technologischen Eigenschaften bestimmt. Eine möglichst genaue Charakterisierung der Materialart hat insbesondere Bedeutung für die Versuche zur Bestimmung bruchmechanischer Kennwerte. Die Abgrenzungskriterien zu anderen Materialarten wurden in Abschnitt 2.1 erläutert.

Die chemische Zusammensetzung der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Stähle befindet sich im Anhang A. Für die meisten Materialien beträgt der Phosphorgehalt  $< 0,1$  Gew-%. Etwas heraus sticht der Phosphorgehalt des Markersbacher Viaduktes (MV) mit 0,134 Gew-%.

Anhand des Vergleiches mit den Ergebnissen von Reiche lassen sich alle verwendeten Materialien als Flusstahl charakterisieren. Das in [56] aufgestellte Kriterium des Mangangehaltes weist ebenfalls für alle verwendeten Proben die Zugehörigkeit zur Materialgruppe Flusstahl aus.

Zur Bestimmung der mechanisch-technologischen Eigenschaften der verwendeten Materialien wurden Zugversuche nach DIN EN ISO 6892-1:2017-02 [24] an Kleinzugproben durchgeführt. Zu den Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften von Flusstahl gibt es veröffentlichte Daten u.a. in [41, 61, 64, 81, 94]. Die experimentell bestimmten Streckgrenzen und Zugfestigkeiten wurden im Anhang A den Werten aus verschiedenen Literaturquellen gegenübergestellt. Die Richtlinie 805 der Deutschen Bahn AG [85] gibt charakteristische Werkstoffkennwerte für die Materialgruppe „Flusstahl nach 1900“ an. Die Streckgrenze wird mit  $f_{y,k} = 235 \text{ MPa}$  angegeben. Anhand der durchgeführten Werkstoffuntersuchungen lassen sich die beprobten Materialien eindeutig dieser Werkstoffgruppe zuordnen.

## 3.2. Experimentelle Bestimmung von Nietklemmspannung und Gleitwiderstand in genieteten Verbindungen

### 3.2.1. Grundlagen

Mit den in diesem Abschnitt beschriebenen Versuchen soll der Eigenspannungszustand in Nietverbindungen und die zwischen den einzelnen Komponenten von Nietverbindung übertragbare Gleitkraft bestimmt werden. Der Eigenspannungszustand resultiert aus der behinderten Dehnung des Nietes beim Schrumpfen infolge des Abkühlens während des Herstellungsvorganges. Er ist gekennzeichnet durch eine Zugspannung im Nietschaft und eine Druckspannung zwischen Nietkopfrand und anliegendem Blech. Abbildung (3.1) zeigt eine schematische Darstellung des Eigenspannungszustandes in Nietverbindungen.

Die aus den beiden Spannungsanteilen resultierenden Kräfte stehen miteinander im Gleichgewicht.

$$F_{klemm} = \int_{A_{rand}} \sigma_d \cdot dA_{rand} = \int_{A_{schaft}} \sigma_{schaft} \cdot dA_{schaft} \quad (3.1)$$

In den folgenden Auswertungen wird in der Regel auf die Nietklemmspannung als Mittelwert der Spannung über die Schaftquerschnittsfläche Bezug genommen. Die Klemmkraft des Nietes ist vom Spannungszustand und von der Nietgeometrie abhängig.

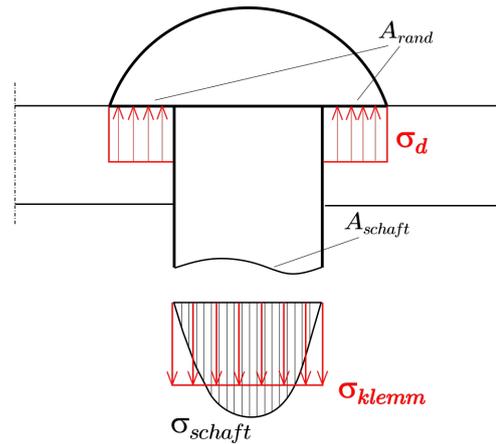


Abbildung 3.1.: Schematische Darstellung der Nietklemmspannung

$$F_{klemm} = \sigma_{klemm} \cdot A_{schaft} \quad (3.2)$$

Wirkt in den Blechebenen der mit Nieten verbundenen Bleche eine Beanspruchung, die eine relative Verschiebung der einzelnen Bleche bewirkt, dann ist der dabei generierte Gleitwiderstand dieser Beanspruchung entgegen gerichtet. Der Gleitwiderstand ist abhängig von der Klemmkraft des Niertes und vom Reibbeiwert in der Kontaktfuge zwischen sich berührenden Blechen oder zwischen Nietkopfrand und anliegendem Blech. Im Rahmen der durchgeführten Versuche wurden folgende Größen experimentell bestimmt:

- Dehnungszustand im Nietschaft
- Nietschaftdurchmesser
- Kraft-Dehnungs-Beziehung zwischen Nietbeanspruchung und Dehnung im Nietschaft
- Reibbeiwert

## 3.2.2. Versuchsdurchführung

### 3.2.2.1. Entspannungsdehnung

Aus dem zur Verfügung stehenden Probenmaterial wurden Versuchskörper mit jeweils zwei Nieten hergestellt. Für die Bestimmung der Entspannungsdehnung wird zunächst in der Schaftmitte des zu beprobenden Niertes ein Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert. Dazu wurde ausgehend vom Setzkopf des Niertes ein Loch gebohrt, in das der zylinderförmige DMS eingebracht werden kann. Da der Setzkopf werksseitig hergestellt ist und damit relativ zentrisch zum Nietschaft liegt, ist gewährleistet, dass die Messbasis des DMS zentrisch im Nietschaft liegt.

Im nächsten Arbeitsschritt wird der Nietkopf auf der gegenüberliegenden Seite mechanisch mit Hilfe eines Kronenbohrers entfernt. Beim Entfernen des Nietkopfes löst sich der Eigenspannungszustand und der DMS in Nietschaft erfährt eine Druckdehnung. Anschließend wird der Niet komplett aus dem Nietloch entfernt. Dies erfolgte entweder mit Hammer und Dorn oder unter Zuhilfenahme einer Handspindelpresse. In Abbildung 3.2 ist der Querschnitt eines Nietes und der verbundenen Bauteile dargestellt. Ebenfalls schematisch dargestellt ist der applizierte DMS.

Auf dem Bild ist zu erkennen, dass es zwischen den Blechen teilweise einen geometrischen Versatz gibt, der mit dem Niet einen ungewollten Formschluss bildet. Das hat zur Folge, dass mit dem Entfernen des Nietkopfes nicht immer die vollständige Auflösung des Eigenspannungszustandes verbunden ist. Außerdem ist beim Nietausbau in diesen Fällen ein höherer Energieeintrag erforderlich. An Lochwandung und Nietschaft kommt es dann zu plastischen Verformungen. In der Folge ist durch den Ausbavorgang in einigen Fällen eine Zunahme der Druckdehnung und in manchen Fällen eine Abnahme der Dehnung zu beobachten. Die Versuchsergebnisse von Valtinat [109] und Leonetti [62] zeigen dieses Phänomen in gleicher Weise. Bei allen in der Auswertung berücksichtigten Versuchen erfolgte die Bestimmung der Dehnungsdifferenz zwischen dem Zeitpunkt „Beginn des Abbohrens des Nietkopfes“ und dem Zeitpunkt „unmittelbar vor dem Nietausbau“.



Abbildung 3.2.: Querschnitt Nietverbindung und schematisch dargestellter Dehnungsmessstreifen

Es wurden insgesamt zwölf Versuchsserien durchgeführt. Serie 1 ist eine Testserie zur Verfahrensanpassung, deren Ergebnisse nicht in die Auswertung fließen. Die Versuchsserien unterscheiden sich in einem der drei Kriterien: Zugehörigkeit zu einem Bauwerk, Nietschaftdurchmesser oder Nietschaftlänge. Tabelle 3.2 enthält Angaben zu den Versuchsserien.

Die Nenndurchmesser sind der DIN 124:2011-03 [18] entnommen. Dieser Norm entsprechend ist der Lochdurchmesser 1 mm größer als der Nenndurchmesser des Nietschaftes des rohen Nietes. Die mittleren gemessenen Schaftdurchmesser sind zwischen 0,6 mm und 1,5 mm grö-

Tabelle 3.2.: Versuchsserien zur Bestimmung der Entspannungsdehnung

Serie	Bauwerk	Nenndurchmesser $d_{nenn}$ [mm]	mittl. Durchmesser $\bar{d}_{schaft}$ [mm]	Schaftlänge $l_{schaft}$ [mm]	Anzahl
2	HAM	24	24,7	50	10
3	HAM	18	19,5	50	9
4	FD	22	23,0	39	5
5	FD	24	24,5	60	5
6	MLS	24	24,8	62	8
7	MLS	24	24,6	62	6
8	FD	22	22,9	38	7
9	FD	18	19,5	50	13
10	MLS	22	23,3	38	12
11	GDD	(25)	26,4	44	6
12	MLS	22	23,3	34	4
13	EPV	22	22,8	28	10
				Summe	95

ßer als die Nenndurchmesser. Das deutet darauf hin, dass die Nieten beim Schlagen gestaucht wurden und die Nietlöcher formschlüssig ausfüllen. Für die Nieten der Serie 11 wurde der Nenndurchmesser geschätzt, da diese Größe in [18] nicht enthalten ist.

Die Schaftdurchmesser wurden an mindestens zehn Nieten je Serie und an mindestens fünf Stellen je Niet an zufällig ausgewählten Stellen mit dem Messschieber gemessen. Der Variationskoeffizient der Querschnittsfläche ist doppelt so groß wie der Variationskoeffizient der gemessenen Durchmesser  $v_A = 2 \cdot v_d$  und beträgt je Serie  $v_A \leq 0,04$ .

### Korrekturfaktor für den Einfluss der Schaftlänge auf die Spannungsverteilung

Die Verteilung der axialen Spannung infolge Nietklemmung ist weder über die Schaftquerschnittsfläche noch über die Schaftlänge konstant. Abbildung 3.3 zeigt den am Rechenmodell ermittelten Verlauf der auf den Mittelwert der Schaftspannung bezogenen axialen Spannung infolge Nietklemmung  $\sigma_{schaft}/\sigma_{klemm}$  (s. Abbildung 3.1) für zwei unterschiedliche Schaftdurchmesser und unterschiedliche Schaftlängen.

Mit zunehmendem Abstand vom Nietkopf nähert sich die Verteilung über den Schaftquerschnitt einer konstanten Verteilung an. Unmittelbar unter dem Nietkopf ist der Gradient zwischen Schafttrand und Schaftmitte am größten. Der applizierte DMS ist im Idealfall in Schaftquerschnittsmittelpunkt gelegen. Der Durchmesser des für den DMS hergestellten Loches beträgt 2 mm. Um von dem Messwert der Dehnung, bzw. der daraus abgeleiteten Spannung  $\sigma_{schaft}(DMS)$  auf den Mittelwert der Nietklemmspannung  $\sigma_{klemm}$  schließen zu können, ist die Bestimmung eines Korrekturfaktors  $k_{schaft}$  erforderlich.

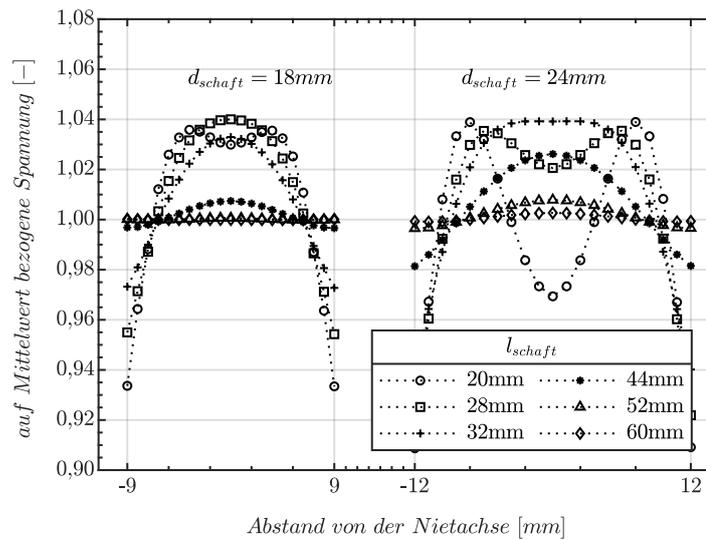


Abbildung 3.3.: Verlauf der auf den Mittelwert bezogenen Spannung im Durchmesser des Schaftquerschnittes

$$k_{\text{schaft}} = \frac{\sigma_{\text{schaft}}(DMS)}{\sigma_{\text{klemm}}} \quad (3.3)$$

Der Korrekturfaktor wird mit Hilfe eines numerischen Modells und der Finite-Element-Methode (FEM) bestimmt. Die Parameter des verwendeten Modells entsprechen im Wesentlichen den im Abschnitt 4 beschriebenen Parametern für den modellierten Niet. Abbildung 3.4 zeigt die Werte für  $k_{\text{schaft}}$  für den gesamten Geometriebereich der untersuchten Niete.

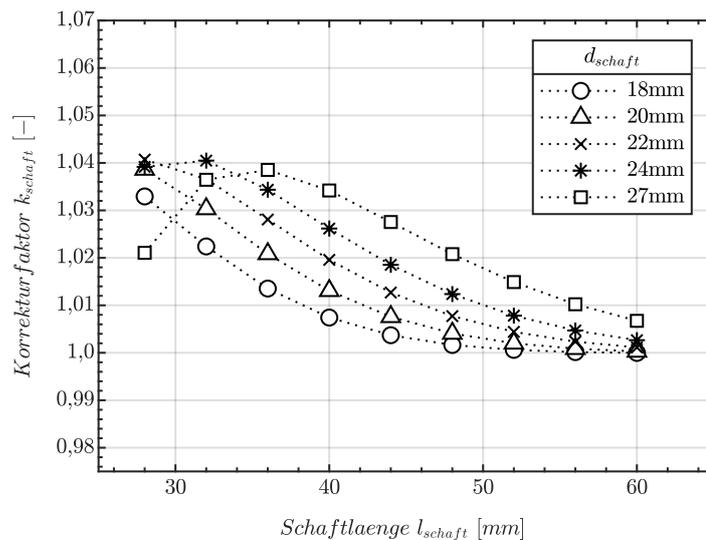


Abbildung 3.4.: Korrekturfaktor  $k_{\text{schaft}}$  in Abhängigkeit von Schaftlänge und Schaftquerschnitt

### 3.2.2.2. Kraft-Dehnungs-Beziehung

Mit den im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen Versuchen wird die Entspannungsdehnung im Nietschaft punktuell messtechnisch erfasst. Die in Abbildung 3.1 schematisch dargestellte Spannungsverteilung im Nietschaft geht von symmetrischen Geometrie- und Beanspruchungsverhältnissen aus.

Mögliche Fehlerquellen, die zu abweichenden Ergebnissen führen können sind: eine Exzentrizität des Nietkopfes die zu einer Biegung des Nietes führt, eine Exzentrizität des DMS oder eine geometrische Abweichung des Nietschaftes von der Zylinderform. Um diese Fehlerquellen weitestgehend auszuschließen, wurde für alle Niete, deren Messapplikation nach dem Ausbau noch verwendbar war, ein Versuch zur Bestimmung der Beziehung aus äußerer Last und Dehnung im applizierten DMS durchgeführt.

Als Prüfvorrichtung diente dabei eine Stahlplatte, in die eine kalottenförmige Vertiefung zur Aufnahme des Nietkopfes gefräst ist. Auf den nach oben gerichteten Nietschaft wurde mit Hilfe einer allseits gelenkig gelagerten Druckplatte in der Prüfmaschine die äußere Last aufgebracht. Die Last wurde in mindesten drei Stufen aufgebracht, wobei zwischen den einzelnen Laststufen komplett entlastet wurde. In Abbildung 3.5 ist die Versuchsanordnung dargestellt. Mit der auf diese Weise ermittelten Kraft-Dehnungs-Beziehung ist es möglich auf die gemittelte Spannung im Nietschaft zu schließen. Die ermittelten Messergebnisse sowie beispielhaft der Dehnungsverlauf während der Prüfmessung enthält Anhang B.

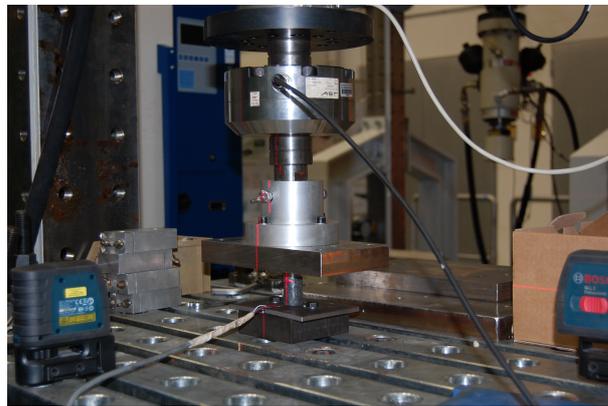


Abbildung 3.5.: Versuchsanordnung zur Bestimmung der Kraft-Dehnungs-Beziehung

### 3.2.2.3. Reibbeiwert

Der Reibbeiwert ist im Allgemeinen definiert durch:

$$\mu_{fric} = \frac{F_T}{F_N} \quad (3.4)$$

Ziel der hier beschriebenen Versuche ist es, den Reibbeiwert zwischen den einzelnen Querschnittselementen historischer, genieteter Konstruktionen zu bestimmen. Der Schwerpunkt liegt dabei auf dem ungestörten Zustand der Bauteile. Die Überwindung des Gleitwiderstandes in der Kontaktebene zwischen einzelnen Blechlamellen ist mit gegenseitiger Verschiebung dieser Bleche verbunden. Derartige Verformungen sind bei der Bauwerksprüfung in Form von Rissen in der Beschichtung und aus den Kontaktfugen austretenden Rostfahnen erkennbar. Für genietete Eisenbahnbrücken, deren Zustand es rechtfertigt, eine längerfristige zukünftige Nutzung anzustreben, sind solche Schäden in der Regel nicht vorhanden. Für Bauwerke, wie z.B. die in Kapitel 6 vorgestellte Elbebrücke Meißen, kann man davon ausgehen, dass sich die Kontaktflächen zwischen den Blechlamellen in einem ungestörten Zustand befinden.

Um diesen Zustand bei der Versuchsdurchführung zu gewährleisten, waren bei der Vorbereitung der Probekörper besondere Vorkehrungen erforderlich. Als Probekörper werden Teile verwendet, die schon bei Versuchen zur Nietklemmspannung nach Abschnitt 3.2.2.1 zur Anwendung kamen. In jedem Probekörper sind zwei Niete enthalten. Sofort nach dem Ausbau wird jeder einzelne Niet mit einer Schraube ersetzt. Somit ist gewährleistet, dass die Fuge nicht geöffnet wird. Der Probekörper wird anschließend an den Stirnseiten durch Fräsen so bearbeitet, dass die einzelnen Bleche um 5 mm in ihrer Länge gegeneinander versetzt sind. Eine Darstellung der Probekörper erfolgt in Abbildung 3.6.

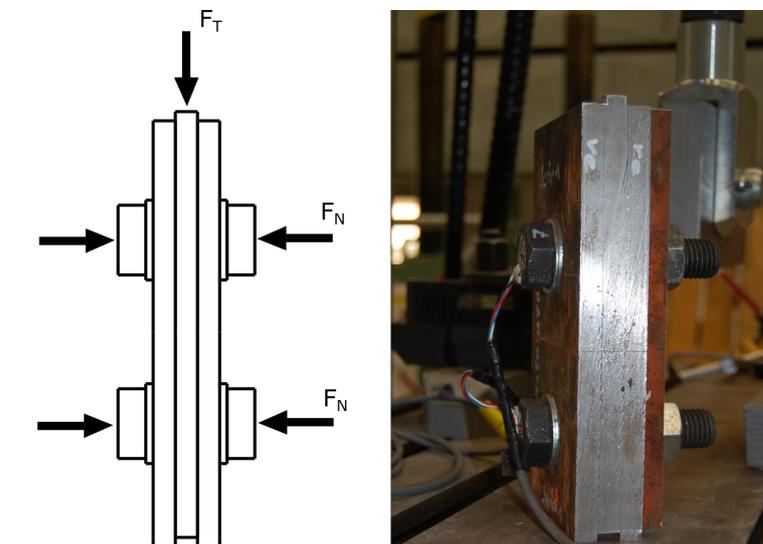


Abbildung 3.6.: Versuchsanordnung zur Bestimmung des Reibbeiwertes in genieteten Verbindungen

Zu Beginn des Versuches werden die temporären Schrauben in den Nietlöchern durch eigens zu diesem Zweck hergestellte Messschrauben ersetzt. Die Messschrauben sind in der Schaftmitte mit einem zylinderförmigen Dehnungsmessstreifen (DMS) versehen. Die Applikation des DMS in den Schrauben erfolgte nach der gleichen Technologie wie zur Vorspannungsmessung in den Nieten. Der Einbau der Messschrauben erfolgte wieder nacheinander und

mit sofortiger Vorspannung. Die Größe der aufgetragenen Vorspannkraft  $F_N$  befindet sich im Bereich der ermittelten Werte für die Nietklemmkraft. Die Lochdurchmesser in allen Probekörpern betragen ca. 24,5 mm. Die Schrauben, die einen ca. 4 mm kleineren Schaftdurchmesser besitzen, werden zentrisch eingebaut, so dass ein gleichmäßiger Ringspalt von ca. 2 mm entsteht. Dieser gewährleistet, dass während des Versuchs kein Lochleibungskontakt auftritt.

Die zur Bestimmung des Reibbeiwertes erforderliche Tangentialkraft  $F_T$  wird als Druckkraft in der Prüfmaschine generiert. Die Versuchsdurchführung erfolgte weggesteuert mit einer maximalen Verschiebung im Messquerschnitt von 0,5 mm. Die gegenseitige Verschiebung der Bleche wurde mit zwei induktiven Wegaufnehmern je Gleitfuge gemessen. Alle vier Verschiebungswerte wurden in einem horizontalen Schnitt in der Mitte zwischen den beiden Nietlöchern bestimmt und in der Versuchsauswertung gemittelt. Die von der Prüfmaschine aufgetragene Kraft  $F_T$  und die Vorspannkraft  $F_N$  in den Messschrauben werden während der Versuchsdurchführung aufgezeichnet.

Die beschriebene Versuchskonfiguration stellt keinen genormten Versuch dar. Standardisierte Versuche zur Bestimmung von Haftreibungszahlen von Stahlkontaktfläche sind in DIN EN 1090-2:2018 [19, Anhang G] geregelt. Der Gegenstand dieses Normenanhanges sind gleitfeste Schraubenverbindungen. Die Verwendung der in [19] beschriebenen Versuchskonfiguration war nicht möglich, da die Versuchskörper aus Originalbauteilen gewonnen werden sollten und damit geometrischen Einschränkungen unterlagen. Der Einfluss verschiedener Versuchsrandbedingungen auf das Ergebnis von Versuchen zur Bestimmung des Reibbeiwertes wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens SIROCO [98–100, 110] untersucht. Mit Bezug darauf soll die Wahl der Parameter der eigenen Versuche kurz erläutert werden.

Die Art der Vorspannungsmessung mit Schrauben, die mit einem DMS appliziert sind, entspricht der empfohlenen Vorzugsvariante in [99]. Im Rahmen der Untersuchungen von Stranghöfner et al. [99] wurden verschiedene Messmethoden miteinander verglichen. Die DIN EN 1090-2 gibt für die Schraubendurchmesser die beiden Optionen M 16 bzw. M 20 vor. Die in den Versuchen zur Anwendung gekommenen Schrauben hatten einen Gewindedurchmesser von M 24, der Schraubenschaft wurde auf 18 mm abgedreht. Damit konnten die Schrauben als Ersatz für alle Nietdurchmesser verwendet werden. Ein Einfluss auf das Messergebnis resultiert aus der Änderung der Versuchskonfiguration nicht.

Die Messung der gegenseitigen Verschiebung in den Gleitebenen erfolgte mit induktiven Wegaufnehmern. Die Lage des Messquerschnittes ist dabei die horizontale Ebene in der Mitte zwischen den beiden Schraubenachsen. Diese Anordnung entspricht ebenfalls den Ergebnissen in [99].

Zur Belastungsgeschwindigkeit gibt die DIN [19] eine Versuchsdauer von 10 Minuten bis 15

Minuten als „normale“ Geschwindigkeit vor. Durch Vries et al. [110] wurde der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Ermittlung des Reibbeiwertes untersucht. Der untersuchte Bereich lag zwischen  $5 \cdot 10^{-4}$  [mm/s] und  $10^{-2}$  [mm/s]. Die Beeinflussung der damit ermittelten Haftreibungszahlen lag bei  $\pm 1,5\%$  zur mittleren Versuchsdauer von 12,5 Minuten. Eine Beeinflussung der Streuung der Ergebnisse konnte nicht festgestellt werden. Durch Freundt et al. [32] wurden Versuche zur Bestimmung des Reibbeiwertes für Lager ausgewertet. Die beiden dabei ausgewerteten Versuchsreihen wurden entweder mit einer Belastungsgeschwindigkeiten von  $10^{-6}$  [mm/s] bis  $10^{-5}$  [mm/s] oder mit einer Belastungsgeschwindigkeit von  $10^{-2}$  [mm/s] bis  $10^1$  [mm/s] ausgeführt. Bei der ersten der genannten Versuchsreihen war der Mittelwert der Ergebnisse für die Haftreibungszahl ca. doppelt so groß wie in der zweiten genannten Versuchsreihe. Die Bestimmung des Reibbeiwertes zwischen den Lamellenpaketen aus historischem Flusstahl orientiert sich an der schnelleren Durchführung. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde mit 0,2 [mm/s] gewählt.

Der Einfluss der Höhe der Vorspannkraft  $F_N$  auf die Haftreibungszahl wird durch Stranghöner et al. in [98] untersucht. Eine Verringerung der Vorspannkraft bedeutet eine Erhöhung des Reibbeiwertes, wobei der Einfluss als moderat zu bewerten ist. Die für die Versuchsdurchführung gewählten Vorspannkraft orientieren sich an der Größenordnung der versuchstechnisch bestimmten Nietklemmkraften.

### 3.2.3. Versuchsauswertung

#### 3.2.3.1. Auswahl der gültigen Versuche für die Nietklemmspannung

Nicht alle mit DMS applizierten und ausgebauten Niete konnten für die weiteren Auswertungen verwendet werden. Anhang B enthält den Verlauf der gemessenen Dehnung für eine typische Versuchsdurchführung, einschließlich der zeitlichen Markierung der Arbeitsschritte. Proben, die von diesem qualitativen Verlauf stark abwichen, wurden nur dann berücksichtigt, wenn die Bestimmung der Kraft-Dehnungs-Beziehung nach 3.2.2.2 möglich war und diese zu einem plausiblen Ergebnis führte. Die Ursache für das Auftreten nicht gültiger Versuche ist in der nicht erfolgreichen Applikation der DMS zu suchen, da die gewählte Applikationsart keine optische Kontrolle der vorbereiteten und ausgeführten Klebeverbindung ermöglicht. Bei einem Teil der Niete wurden mit dem Ausbau und der damit verbundenen mechanischen Einwirkung (Hämmern) die außen am Nietkopf angebrachten Lötstützpunkte der Messapplikation zerstört. Diese Niete standen für die Messung nach Abschnitt 3.2.2.2 nicht mehr zur Verfügung.

**3.2.3.2. Statistische Beschreibung der Versuchsergebnisse für die Nietklemmung**

Die Einzelwerte der gemessenen Dehnungen sind in Anhang B dokumentiert. Zunächst wird für die Gesamtstichprobe geprüft, ob eine Abhängigkeit zwischen Dehnungswerten und Nietdurchmesser (Abbildung 3.7a) bzw. zwischen Dehnungswerten und Nietschaftlänge (Abbildung 3.7b) besteht. Ein empirischer Korrelationskoeffizient von  $r_E = -0,29$ ,  $p = 0,0063$  für die Beziehung zum Schaftdurchmesser und von  $r_E = -0,31$ ,  $p = 0,0053$  für die Beziehung zur Schaftlänge zeigen für die Stichprobe eine schwache bis moderate negative Korrelation. Die ermittelten Korrelationskoeffizienten unterscheiden sich signifikant von 0 (Signifikanzniveau 5%). Das heißt, jeweils mit größerem Schaftdurchmesser bzw. Schaftlänge wird die Nietklemmwirkung geringer und der Effekt kann nicht vernachlässigt werden.

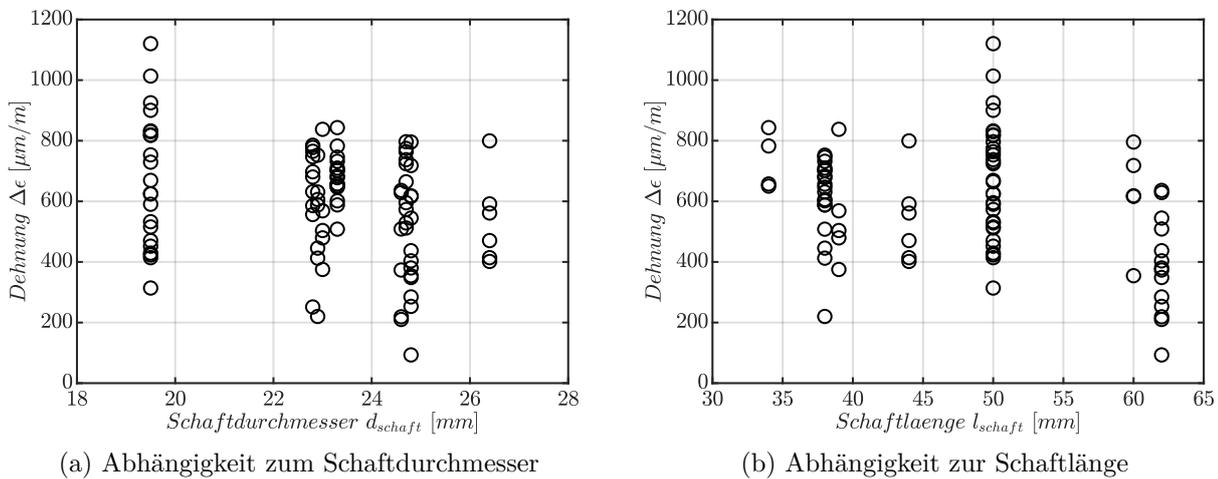


Abbildung 3.7.: Abhängigkeit der gemessenen Dehnung von der Nietgeometrie

Die Abhängigkeit der Nietklemmwirkung von den beiden Geometriegrößen wird mit Hilfe eines linearen Regressionsmodells mit der in folgender Gleichung dargestellten Form beschrieben:

$$y = \beta_0 + \beta_1 \cdot d_{\text{schaft}} + \beta_2 \cdot l_{\text{schaft}} \tag{3.5}$$

Die Koeffizienten des Modells für  $y = \Delta\varepsilon$  lauten für den Schaftdurchmesser  $\beta_1 = -22,134$ , für die Schaftlänge  $\beta_2 = -4,63$  und der konstante Anteil  $\beta_0 = 1319,8$ . Das lineare Regressionsmodell unterscheidet sich signifikant von einem konstanten Modell ( $p < 0,001$ ).

Mit Hilfe des Kolmogorow-Smirnow-Tests wird überprüft, ob die ermittelten Daten normalverteilt sind. Mit  $x = \Delta\varepsilon$  und der Verteilungsfunktion  $f_0(x) \sim \mathcal{N}(\bar{X}, s)$  (Normalverteilung)

lauten die Testhypothesen:

$$H_0 : F(x) = f_0(x) \text{ und } H_1 : F(x) \neq f_0(x) \quad (3.6)$$

Bei einem Signifikanzniveau von 5 % kann die Nullhypothese nicht abgelehnt werden ( $p = 0,9$ ), d.h. es kann von einer Normalverteilung ausgegangen werden. Das Testergebnis entspricht damit der Diagrammdarstellung des Quantil-Quantil-Plots in Abbildung 3.8b. Die Stichprobenverteilung ist in Abbildung 3.8a dargestellt.

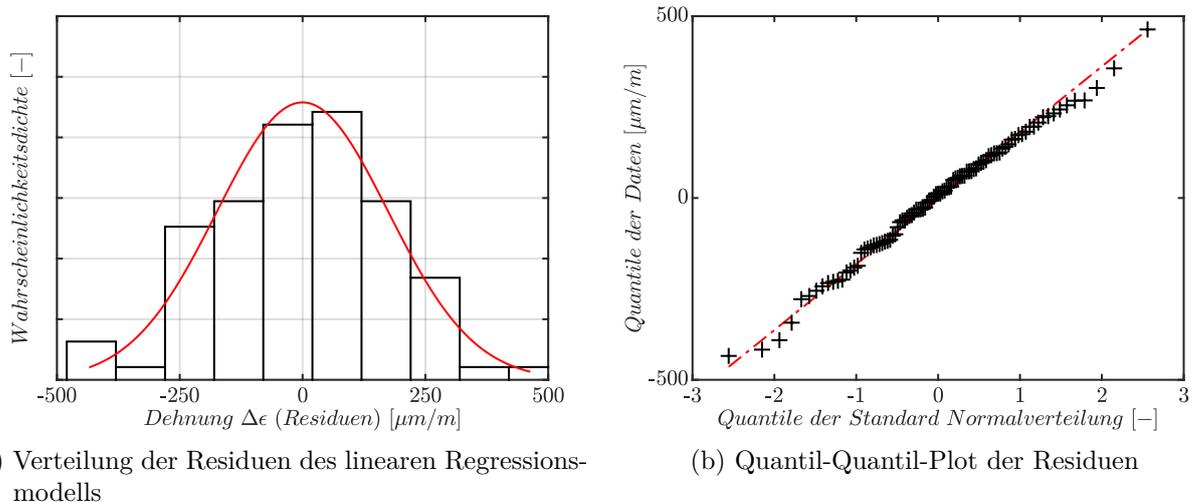


Abbildung 3.8.: Stichprobenverteilung gemessener Nietrückdehnungen

Von den messtechnisch bestimmten Dehnungswerten muss als nächstes auf die Klemmspannung und letztlich auf die Klemmkraft geschlossen werden. Der E-Modul des Nietwerkstoffes als Materialkenngröße kennzeichnet den Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung. Werte für den E-Modul des Nietwerkstoffes liegen nicht vor. An einer Vielzahl der Niete wurde jedoch der Zusammenhang zwischen äußerer Beanspruchung und Dehnung im Nieten wie unter Abschnitt 3.2.2.2 messtechnische erfasst. Die Einzelwerte der experimentell bestimmten Anstiege

$$m_\varepsilon = \frac{F_{pruef}}{\Delta\varepsilon} \quad (3.7)$$

sind im Anhang B dokumentiert. Es war die Frage zu klären, ob aus den gemessenen Beanspruchungs-Verformungs-Beziehungen nach Gleichung (3.7) über die Nietgeometrie auf den E-Modul des Nietwerkstoffes geschlossen werden kann oder ob Störeinflüsse aus der Versuchsanordnung diesen Schluss nicht zulassen.

Die vermuteten Störeinflüsse sind z.B. Exzentrizität des Nietkopfes zum Schaft, Abweichung

des Schaftquerschnittes vom Kreis, exzentrische Lage des DMS im Nietschaft, Einfluss des E-Moduls des mit Klebstoff gefüllten Loches der DMS-Applikation. Dazu werden die E-Modul Werte der in Abschnitt 3.1 beschriebenen Zugversuche des Grundwerkstoffes mit theoretischen E-Modul Werten, die aus Gleichung (3.7) abgeleitet wurden, bestimmt.

Dabei ist  $E_{Niet} = m_\varepsilon / \bar{A}_{schaft}$ , wobei die Schaftquerschnittsfläche  $\bar{A}_{schaft}$  mit dem Serienmittelwert des Schaftquerschnittes  $\bar{d}_{schaft}$  bestimmt wurde. Der statistische Vergleich erfolgt mit dem Zweistichproben-t-test. Dieser Test untersucht, ob die Mittelwerte der Grundgesamtheiten zweier unabhängigen Stichproben gleich sind. Der t-Test setzt voraus, dass die Stichproben normalverteilt sind und gleiche Varianzen aufweisen. Der Test auf Normalverteilung erfolgt für beide Stichproben mit dem Kolmogorow-Smirnow-Test mit den Hypothesen nach Formel 3.6.

Im Ergebnis kann für beide Stichproben die Normalverteilung bestätigt werden. Der Nachweis zur Gleichheit der Varianzen erfolgt mit dem Levene-Test vgl. z.B. [91, S.71]. Das Testergebnis lässt den Schluss auf Gleichheit der Varianzen zu. Allen in diesem Abschnitt beschriebenen Tests liegt ein Signifikanzniveau von 5 % zu Grunde.

Abbildung 3.9 zeigt den Box-Plot des Stichprobenvergleichs. Die Hypothesen des t-Tests lauten:

$$H_0 : \bar{X}_E - \bar{X}_{E_{niet}} = 0 \text{ und } H_1 : \bar{X}_E - \bar{X}_{E_{niet}} \neq 0 \tag{3.8}$$

Die Nullhypothese kann nicht abgelehnt werden, d.h. das Versuchskonzept, mit einer punktuellen Dehnungsmessung auf Nietklemmspannung und daraus folgend auf Nietklemmkräfte zu schließen, wird bestätigt. Für die Umrechnung der Dehnungen in Spannungen wird der Stichprobenmittelwert des E-Moduls  $E_{Niet} = 2,04 \cdot 10^5$  MPa verwendet.

### 3.2.3.3. Bestimmung des charakteristischen Wertes für die Nietklemmspannung unter Einbeziehung von Versuchsergebnissen aus der Literatur

#### Auswahl der Ergebnisse

Die Auswertungen im Abschnitt 3.2.3.2 beziehen sich auf die Gesamtstichprobe der durchgeführten Versuche. Aus den Versuchsergebnissen sollen statistische Kenngrößen der Grundgesamtheit von Nietverbindungen mit ähnlichen Eigenschaften und daraus wiederum statistisch abgesicherte Rechenwerte abgeleitet werden. Die Grundgesamtheit wird wie folgt definiert:

- heiß geschlagene Niete mit Halbrundkopf nach DIN 124 [18]
- Herstellungszeitraum ab 1900

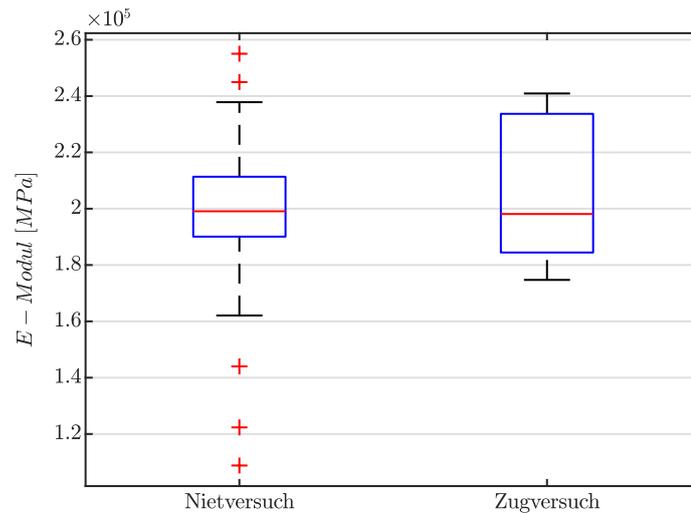


Abbildung 3.9.: Boxplot der Stichprobenvergleich der E-Moduli (Darstellung von Interquartilsabstand, Median und Ausreißer, siehe z.B. [89, S.77])

- Nietschaftdurchmesser  $d_{schaft} = 18...27$  mm
- Nietschaftlänge  $l_{schaft} = 24...70$  mm
- Nietwerkstoff: Niete aus Flusstahl oder St 34

Die Beschränkung der Grundgesamtheit auf Nietwerkstoffe mit geringer Streckgrenze hat den Hintergrund, dass Niete aus höherfestem Stahl kleinere Klemmkräfte aufweisen. Die Umwandlung vom flächenzentrierten zum raumzentrierten Gitter beim Abkühlen der heiß geschlagenen Niete erfolgt bei Stählen mit höherer Streckgrenze bei geringeren Temperaturen, also später im Abkühlungsprozess. Damit verringert sich die behinderte Längsdehnung und es entstehen geringere Klemmspannungen (vgl. [68]).

Bei den durchgeführten Untersuchungen wurde die Güte des Nietwerkstoffes korrespondierend zur Güte des Grundmaterials angenommen. Dies entspricht der Vorgehensweise bei der praktischen Brückenbewertung.

Die Versuche von Leonetti [62] zur Bestimmung der Nietklemmung zeigen in der Versuchsdurchführung große Übereinstimmung mit den eigenen Versuchen. Bei den Versuchsergebnisse der anderen, in Abschnitt 2.2.1 erwähnten Forschungsarbeiten [36, 109, 117] unterscheidet sich entweder die Versuchsdurchführung wesentlich von den eigenen Versuchen oder die Versuchsrandbedingungen sind nicht ausreichend dokumentiert, so dass eine gemeinsame statistische Auswertung nicht möglich ist. Die in [62] dokumentierte Forschung bezieht sich auf ein einzelnes Bauwerk, die Botlek Brücke. Ihr Alter wird in [62] mit mehr als 50 Jahren angegeben.

In der gemeinsamen Auswertung sollen diejenigen Einzelwerte aus [62] einbezogen werden,

von denen die oben genannten Kriterien der Grundgesamtheit erfüllt werden. Damit werden die Niete mit sehr kurzen Schaftlängen von 16,8 mm nicht mitberücksichtigt. Der am numerischen Modell ermittelte Korrekturfaktor für die Spannungsverteilung im Nietquerschnitt nach Abschnitt 3.2.2.1 beträgt für Niete mit  $l_{schaft} = 1,8$ :  $k_{schaft} > 1,4$ . Die Spannungsverteilung wurde lediglich numerisch ermittelt und experimentell nicht überprüft. Aus diesem Grund erscheinen die mit der Spannungsverteilung im Nietquerschnitt verbundene Unsicherheit zu groß, um Niete mit sehr kurzen Schaftlängen in die Grundgesamtheit einzubeziehen.

### Vergleich der eigenen Ergebnisse mit denen von Leonetti [62]

Für die Werte der Dehnungsdifferenz aus [62] wird die Gültigkeit des linearen Regressionsmodells nach Gleichung (3.5) überprüft. Die Koeffizienten des Modells lauten  $\beta_1 = -26,48$ ,  $\beta_2 = -4,483$  und  $\beta_0 = 1192,7$ . Das lineare Regressionsmodell erweist sich ebenfalls als signifikant verschieden von einem konstanten Modell ( $p = 0,065$ ). Die Modellparameter zeigen damit ähnliche Abhängigkeiten der Nietklemmung von der Nietgeometrie.

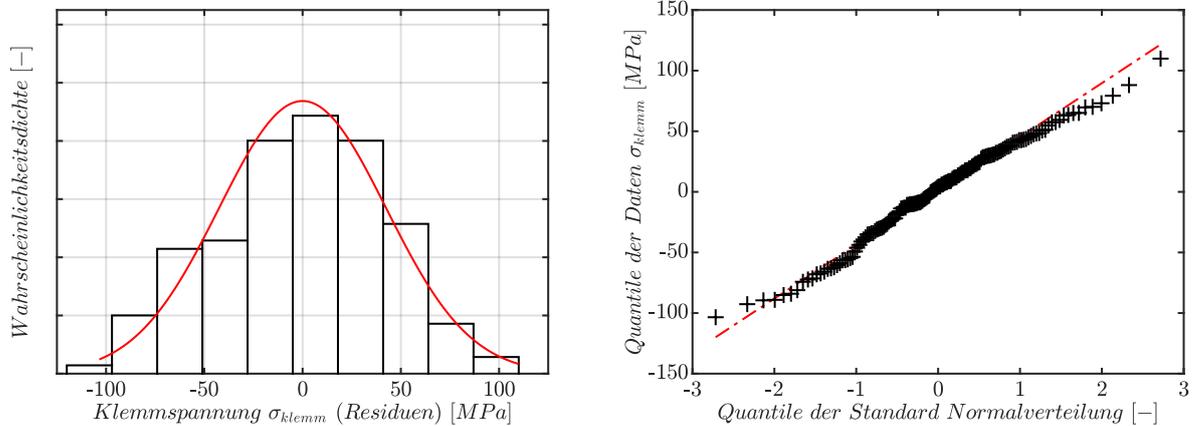
Die weitere Betrachtung erfolgt auf Basis von Spannungen. Für die Gesamtstichprobe soll eine Beschreibung der linearen Abhängigkeit der Nietklemmspannung von der Nietgeometrie erfolgen. Wie noch gezeigt werden wird, bestehen zwischen den eigenen Messwerten und denen aus [62] Unterschiede, die auf die Bauwerkszugehörigkeit zurückzuführen sind. Eine lineare Regression für die Gesamtstichprobe erscheint deswegen nicht sinnvoll. Die Steigungen der Ebenengleichung (3.5) für die beiden Teilstichproben unterscheiden sich nur geringfügig. Für die Beschreibung der vereinigten Stichprobe werden die entsprechenden Koeffizienten gemittelt. Der konstante Anteil der Gleichung wird so festgelegt, dass sich für die Intervallmitten der Geometrieparameter, also für  $d_{schaft} = 23,05$  mm und  $l_{schaft} = 42$  mm, der Mittelwert der Nietklemmspannung  $\sigma_{klemm}$  der Gesamtstichprobe  $\bar{X} = 108,42$  MPa ergibt. Tabelle 3.3 enthält die Gegenüberstellung der Koeffizienten der Gleichung (3.5) für den Fall  $y = \Delta\sigma_{klemm}$  für die eigenen Versuche und die aus [62].

Tabelle 3.3.: Koeffizienten des Modells für die lineare Abhängigkeit  $\Delta\sigma_{klemm}(d_{schaft}, l_{schaft})$

	$\beta_0$	$\beta_1$	$\beta_2$
eigene Versuchsergebnisse	269	-4,5	-0,94
Versuchsergebnisse nach [62]	243	-5,4	-0,91
Mittelwert	-	-4,9	-0,93
für $d_{schaft} = 22,5$ mm und $l_{schaft} = 47$ mm	261	-	-

Zu dem so definierten linearen Beschreibungsmodell werden die Residuen bestimmt und auf Normalverteilung Test nach Formel (3.6) geprüft. Der Test nach Kolmogorow-Smirnow lehnt die Normalverteilung ab ( $p < 0,01$ ). Mit dem Shapiro-Wilk-Test jedoch, der ebenfalls nach Formel (3.6) auf Normalverteilung getestet, wird die Nullhypothese nicht abgelehnt ( $p = 0,25$ ).

Der Quantil-Quantil-Plot (Abbildung 3.10b) lässt ebenfalls den Schluss zu, dass es sich um normalverteilte Daten handelt, zu. Die Stichprobenverteilung wird in Abbildung 3.10a gezeigt.



(a) Verteilung der Residuen der Nietklemmspannung aus der linearen Abhängigkeit zur Nietgeometrie (b) Quantil-Quantil-Plot der Residuen der Nietklemmspannung

Abbildung 3.10.: Verteilung der gemeinsamen Stichprobe für Nietrückdehnungen

Die Standardabweichung der Stichprobe beträgt  $s = 42,5$  MPa. Der 5% -Quantilwert der Verteilung der Residuen, also der Abweichung vom Mittelwert beträgt  $\Delta\sigma_{klemm} = 70,0$  MPa.

### Gruppierung nach Bauwerken

Bei der Betrachtung von Teilstichproben für einzelne Bauwerke kann man davon ausgehen, dass verschiedene Randbedingungen bei der Herstellung der Nietverbindungen, wie z.B. die Fähigkeiten der ausführenden Arbeiter, die verwendeten Werkzeuge und Gerätschaften, die verwendeten Materialien etc. in einem relativ engen Rahmen variierten. Legt man eine Stichprobe jedoch für eine ganze Herstellungsepoche fest, variieren diese Randbedingungen über einen wesentlich größeren Bereich, da unterschiedliche Herstellerbetriebe mit unterschiedlichen Abläufen, Arbeiter mit verschiedenen ausgeprägten Fertigkeiten etc. berücksichtigt werden müssen. In der weiteren Betrachtung werden sowohl die Streuungen innerhalb eines Bauwerkes als auch die Streuungen über mehrere Bauwerke berücksichtigt.

Tabelle 3.4.: Kennwerte der Teilstichproben

Bauwerk	EPV	FD	GDD	HAM	MLS	Botlek [62]
$\bar{\sigma}_{klemm}[MPa]$	128	117	106	137	107	83
Anzahl	10	30	6	19	30	57

Abbildung 3.11 zeigt den Vergleich der Verteilungen für die Nietklemmspannung je Bauwerk. Tabelle 3.4 enthält die Anzahl der Elemente der Teilstichproben. Der Vergleich der Teilstich-

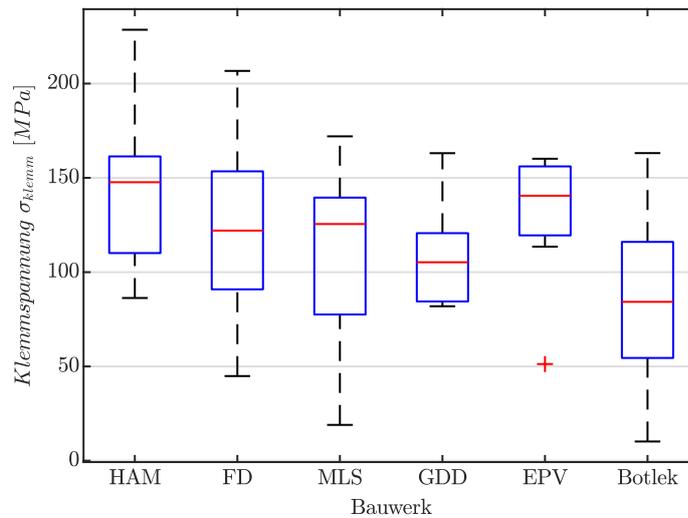


Abbildung 3.11.: Boxplot der Nietklemmspannung (Darstellung von Interquartilsabstand, Median und Ausreißer, siehe z.B. [89, S.77])

proben erfolgt mit Hilfe einer einfaktoriellen Varianzanalyse (ANOVA). Bei diesem Verfahren werden die Mittelwerte der Teilstichproben miteinander verglichen. Das Ergebnis der ANOVA zeigt, dass es zwischen den Mittelwerten der Teilstichproben signifikante Unterschiede gibt ( $F(5, 146) = 12,48; p < 0,001$ ). Ein genaueres Bild zeigt sich bei der Betrachtung der paarweisen Unterschiede der einzelnen Bauwerke in Tabelle 3.5.

Zwischen den Mittelwerten der Bauwerke, die im Rahmen dieser Arbeit untersucht wurden, bestehen keine signifikanten Unterschiede. Der Mittelwert der Botlek-Brücke ist jeweils signifikant kleiner als die Bauwerke HAM, FD, MLS, EPV und GDD. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Bauwerken können u.a. mit den unterschiedlichen Herstellungsbedingungen erklärt werden. Da aber nur Unterschiede zwischen Bauwerken, die an unterschiedlichen Forschungseinrichtungen untersucht wurden, auftreten, kommen auch eventuelle Unterschiede bei der Versuchsdurchführung (Messtechnik, Laborbedingungen, etc.) in Frage. In Hinblick auf die Definition der Grundgesamtheit, insbesondere auf die Länge der Herstellungsperiode erscheinen die Unterschiede zwischen den einzelnen Bauwerken plausibel. Die Ermittlung der Eigenschaften der Grundgesamtheit sollen demnach aus den eigenen Versuchen und den Versuchsergebnisse aus [62] erfolgen.

### Bestimmung charakteristischer Werte

DIN EN 1990, Anhang D [20] regelt die Festlegung von charakteristischen Werten, Bemessungswerten und Teilsicherheitsbeiwerten für Bauteileigenschaften auf der Grundlage von Versuchsauswertungen. Die in der Norm angegebenen Formeln und Tabellenwerte sind im vorliegenden Fall wegen der Abhängigkeit der gemessenen Größen von geometrischen Rand-

Tabelle 3.5.: Mittelwertunterschiede einzelner Bauwerke untereinander

Bauwerk 1	Bauwerk 2	$p$ -Wert
HAM	FD	0,17
HAM	MLS	0,23
HAM	GDD	0,93
HAM	EPV	0,41
HAM	Botlek	< 0,001*
FD	MLS	0,99
FD	GDD	0,99
FD	EPV	0,99
FD	Botlek	0,01*
MLS	GDD	0,94
MLS	EPV	0,92
MLS	Botlek	< 0,001*
GDD	EPV	0,99
GDD	Botlek	0,023 *
EPV	Botlek	0,029 *

mit \* gekennzeichnete  $p$ -Werte zeigen einen signifikanten Unterschied auf dem Signifikanzniveau von 5%

bedingungen nicht direkt anwendbar. Hintergrundinformationen zur Norm, wie z.B. die zu verwendenden statistischen Verfahren sind in [43] beschrieben. Im Allgemeinen wird als charakteristische Wert der 5% -Quantilwert der Verteilung der Grundgesamtheit verwendet. Als Schätzer für den Mittelwert der Grundgesamtheit dient die untere Konfidenzgrenze des Mittelwertes der Stichprobe. Die Ermittlung des Konfidenzintervalls erfolgt nach Formel 3.9.

$$\left[ \bar{X} - t_{n-1,\alpha/2} \cdot \sqrt{\frac{s_X^2}{n}}, \bar{X} + t_{n-1,\alpha/2} \cdot \sqrt{\frac{s_X^2}{n}} \right] \quad (3.9)$$

Da die Varianz der Grundgesamtheit unbekannt ist, wird sie mit der Stichprobenvarianz geschätzt, und es werden die Quantilwerte der t-Verteilung verwendet. Für den Vertrauensbereich wird in [43] der Wert von 75 % angegeben. Für  $d_{schaft} = 23,05$  mm und  $l_{schaft} = 42$  mm wurde im vorangegangenen Abschnitt der Stichprobenmittelwert mit  $\hat{s} = 108,42$  MPa angegeben. Bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von  $\alpha = 0,25$  beträgt das Konfidenzintervall damit [104,4 MPa ; 112,4 MPa]. Die Ebene der geometrieabhängigen Mittelwerte entsprechend Gleichung (3.5) wird parallel verschoben, um die untere Konfidenzgrenze abzubilden. Der konstante Anteil der Ebenengleichung (3.5) für die Abhängigkeit der Klemmspannung von der Nietgeometrie beträgt  $\beta_0 = 257,75$ . Für die Varianz der Grundgesamtheit kann die Varianz der Gesamtstichprobe mit 152 Elementen verwendet werden. Die Standardabweichung beträgt  $\hat{\sigma} = 42,5$  MPa. Die 5% - Quantilwerte als charakteristische Werte sind in

Abhängigkeit verschiedenen Nietgeometrien in Tabelle 3.6 angegeben.

Tabelle 3.6.: charakteristische Werte der Nietklemmspannung  $\sigma_{klemm} [MPa]$

		$l_{schaft} [mm]$			
		24	36	48	60
$d_{schaft} [mm]$	18	76	65	54	43
	20	66	55	44	33
	22	56	45	34	23
	24	46	35	24	13
	26	36	25	14	3

Die Werte in Tabelle 3.6 gelten für die definierte Grundgesamtheit. Niete aus höherfesten Werkstoffen (St 44, St 48, St 52) wurden nicht untersucht. Den Angaben von Taras [104] und der Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken [86] folgend sollen Gleitkäfte in Nietverbindungen aus St 44 um ein Drittel reduziert werden.

Nach Ansicht des Verfassers ist ein wichtiges Indiz für das Fehlen von Klemmkraften in Nietverbindungen das Vorhandensein von Spaltkorrosion. Bei Bauwerke mit einer Standzeit von mehreren Jahrzehnten, die keine Anzeichen von losen Nieten oder Spaltkorrosion an den maßgebenden Stellen zeigen, kann von einer Klemmwirkung der Verbindungsmittel entsprechend Tabelle 3.6 ausgegangen werden. Steht die Stahlgüte der Verbindungsmittel nicht zweifelsfrei fest, da für das Grundmaterial höherfester Stahl verwendet wurde, sind die Werte um ein Drittel zu reduzieren.

### 3.2.3.4. Versuchsergebnisse Reibbeiwert

Zur Bestimmung des Reibbeiwertes wurden insgesamt 30 Versuche durchgeführt. Abbildung 3.12a zeigt für die einzelnen Versuche den Verlauf des Verhältnisses aus Tangential- zu Normalkraft in Abhängigkeit des Verschiebungsweges. In [99, Abbildung 7] sind verschiedene Varianten des Kurvenverlaufes der aufnehmbaren Tangentialkraft in Abhängigkeit des Verschiebeweges dargestellt.

Bei den hier beschriebenen Versuchen wurde nur in wenigen Einzelfällen eine Steigerung der Tangentialkraft nach einer Verschiebung von 0, 15 mm festgestellt. Auch ein Spitzenwert der Tangentialkraft vor der Verschiebegrenze von 0, 15 mm wurde nur in zwei Fällen beobachtet. In Übereinstimmung mit DIN 1090, Anhang G [19] wurde 0, 15 mm als fiktive Gleitgrenze zur Festlegung des Reibbeiwertes gewählt. Die Verteilung der damit ermittelten Reibbeiwerte sind in Abbildung 3.12b dargestellt.

Nach Versuchsdurchführung wurden alle Versuchskörper auseinandergelöst und visuell untersucht. Die vorgefundenen Oberflächen entsprachen bei allen Proben etwa einem Rostgrad B-C nach DIN EN ISO 8501-1 [25]. Anhang C enthält eine beispielhafte Darstellung.

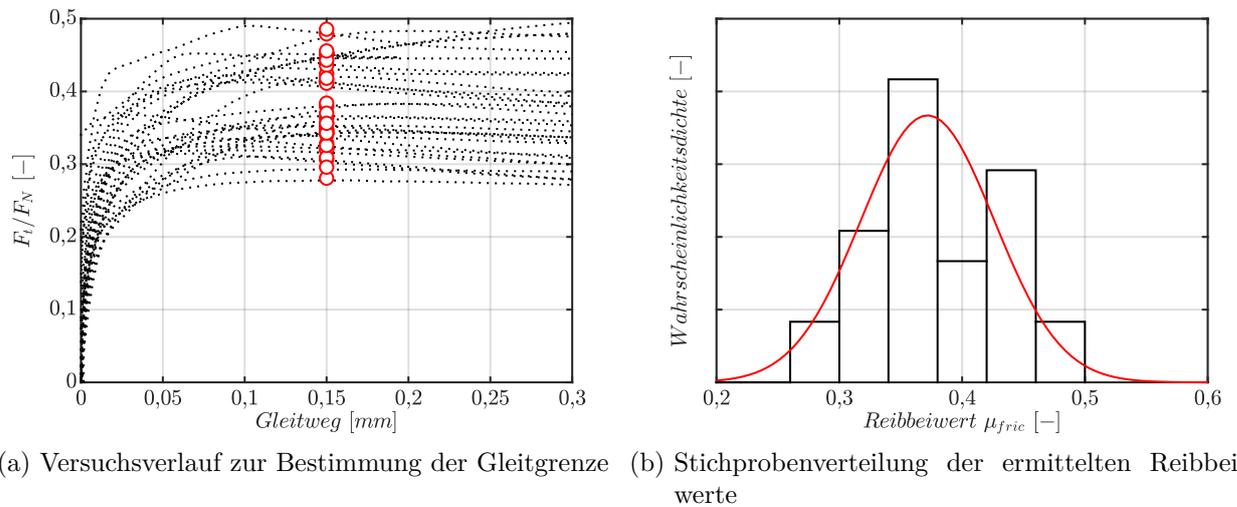


Abbildung 3.12.: Versuchsergebnisse Reibbeiwertermittlung

Zunächst wurde die Abhängigkeit des Reibbeiwertes von der Höhe der Normalkraft untersucht. Die Vorspannung wurde durch Anziehen der Messschrauben aufgebracht (Abbildung 3.6). Mit jedem Weiterdrehen (Anziehen) der Schraube bzw. Mutter fällt die Vorspannung zunächst steil und dann flacher werdend ab. Es ist nur sehr schwer möglich, gleiche Vorspannwerte bei jeder einzelnen Versuchsdurchführung zu generieren. Die Vorspannwerte unterliegen damit einer Streuung. Das Ziel beim Vorspannen der Messschrauben bestand darin, ungefähr die mittlere Klemmkraft der Niete mit  $d_{schaft} = 27 \text{ mm}$  zu erhalten. In der Versuchsserie des Bauwerkes EPV wurde bei der Hälfte der Versuche die Vorspannung deutlich geringer gewählt. In diesen Fällen betrug die Vorspannung nur ca. zwei Drittel der in den anderen Versuchen generierten Werte.

Abbildung 3.13a zeigt den Zusammenhang zwischen den ermittelten Reibbeiwerten und den im Versuch aufgebrachten Vorspannkraften. Für den Zusammenhang lässt sich ein Korrelationskoeffizient von  $r_e = -0,35$  angeben, d.h. es besteht eine schwach negative Korrelation. Mit Hilfe des F-Tests wird untersucht, ob die durch eine einfache lineare Regressionsanalyse gewonnene Gerade  $y = \beta_0 + \beta_1 \cdot \bar{X}$  einen von null verschiedenen Anstieg  $\beta_1$  besitzt. Die Hypothese des F-Tests lautet für diesen Fall:

$$H_0 : \beta_1 = 0 \text{ und } H_1 : \beta_1 \neq 0 \quad (3.10)$$

Der Test erwies sich nur dann als signifikant, wenn die drei Versuche mit deutlich geringerer Vorspannung in der Stichprobe enthalten waren ( $F(1, 28) = 12,2; p = 0,00163$ ). Das heißt, für diesen Fall wird die Nullhypothese  $H_0 : \beta_1 = 0$  abgelehnt. Für die Stichprobe ohne diese drei Einzelwerte muss  $H_1$  verworfen werden ( $F(1, 25) = 3,49; p = 0,073$ ). Etwas

deutlicher wird der Zusammenhang, wenn man nur die Ergebnisse für das Bauwerk EPV betrachtet (Abbildung 3.13b). Bei Reduzierung der Vorspannkkräfte um ca. ein Drittel, sind die Reibbeiwerte ca. 10% höher.

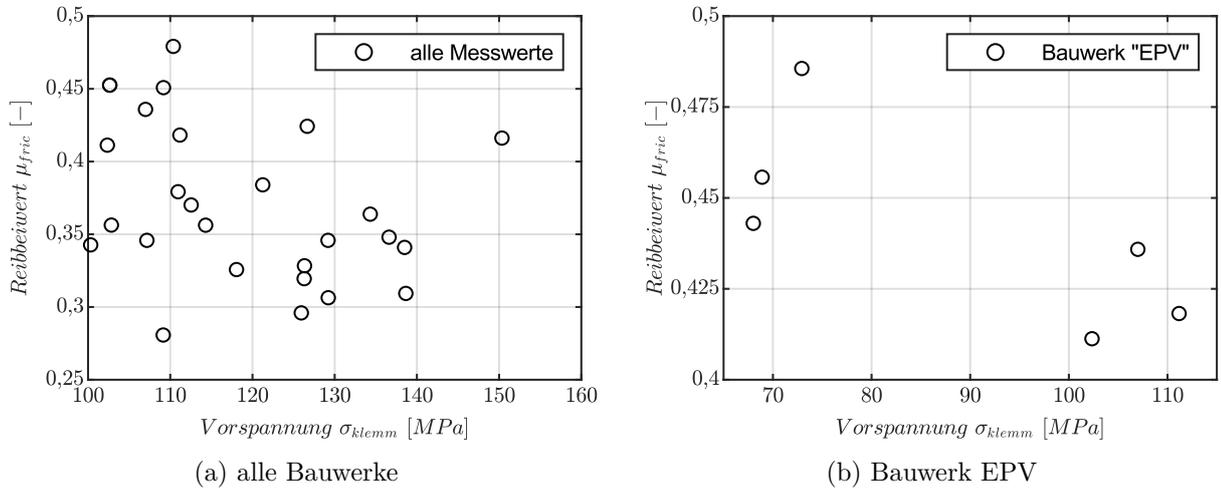


Abbildung 3.13.: Zusammenhang Reibbeiwert und Normalkraft

Die statistische Auswertung erfolgt für die Gesamtstichprobe ohne die drei Versuche mit geringerer Vorspannung. Es stehen damit  $n = 27$  Einzelwerte zur Verfügung. Die Ergebnisse aller Versuche sind in Anhang C dokumentiert. Zunächst wird die Stichprobe der ermittelten Reibbeiwerte auf Normalverteilung mit Hilfe der Gleichung (3.6) geprüft. Die ermittelten Reibbeiwerte waren nach dem Kolmogorow-Smirnow-Test normalverteilt,  $p = 0,69$ . Das Ergebnis ist im Quantil-Quantil-Plot in Anhang C sichtbar. Die Kennwerte der Stichprobenverteilung für  $\mu_{fric}$  lauten:  $\bar{X} = 0,372$  und  $\bar{s} = 0,054$ .

### Vergleich der eigenen Ergebnisse mit denen anderer Autoren

Die Versuchsergebnisse korrespondieren sehr gut mit den Ergebnissen von Zhou [117]. Bei sechs durchgeführten Versuchen hat er Werte für  $\mu_{fric}$  von 0,31 bis 0,42 bei einem Mittelwert von  $\bar{X} = 0,38$  und einer Standardabweichung von  $s = 0,04$  bestimmt. Die Versuche wurden ebenfalls an originalen Nietbauteilen durchgeführt. Die eine Hälfte der Versuchsergebnisse bezieht sich auf die Kontaktflächen von Blechen und die andere Hälfte auf den Kontaktbereich zwischen Nietkopfrand und Blech. Nach seinen Auswertungen gibt es keine Unterschiede in den Ergebnissen zwischen den beiden Versuchsvarianten.

Weitere Versuchsergebnisse zur Bestimmung des Reibbeiwertes an originalen genieteten Bauteilen sind nicht bekannt. Zum Vergleich sollen noch die Ergebnisse von Hadrych [39, S.66] und Huhn [46, S.72] herangezogen werden. Hadrych hat den Reibbeiwert im Kontaktbereich zwischen einer HV-Schraube und einem nicht beschichteten Blech im Lieferzustand untersucht. Der Versuchsaufbau weicht von den eigenen Versuchen ab, ähnelt aber dem von Zhou

für den Reibbeiwert im Kontaktbereich unter dem Nietkopf. Bei acht durchgeführten Versuchen hat wurde ein Mittelwert für  $\mu_{fric}$  von  $\bar{X} = 0,31$ . Von Huhn wurden 14 Versuche zur Bestimmung des Reibbeiwertes von nicht feuerverzinkten Blechoberflächen (mit Walzhaut) durchgeführt. Die dokumentierte Versuchsdurchführung entspricht weitestgehend den Anforderungen in [19], Anhang G. Der von Huhn bestimmte Mittelwert für  $\mu_{fric}$  beträgt  $\bar{X} = 0,21$ .

### Bestimmung des charakteristischen Wertes für den Reibbeiwert

Für den Reibbeiwert von Kontaktflächen genieteteter Bauteile wird der charakteristische Wert ermittelt. Die Grundgesamtheit ist dabei wie folgt definiert:

- genietete Bauteile verbunden, mit heiß geschlagenen Nieten mit Halbrundkopf nach DIN 124
- Nietschaftdurchmesser  $d_{schaft} < 27\text{ mm}$
- keine Anzeichen der Überwindung der Gleitkräfte (Relativbewegung) in der Kontaktfuge
- Klemmkraft des einzelnen Verbindungsmittels bis 75 kN

Im Anhang D der DIN EN 1990 [20] ist die Bestimmung des charakteristischen Wertes einer einzelnen Bauteileigenschaft wie folgt definiert:

$$X_k = \bar{X} \cdot (1 - k_n \cdot v_x) \quad (3.11)$$

Der charakteristische Wert  $X_k$  ist dabei der 5% - Quantilwert der Grundgesamtheit. Die Werte für  $k_n$  sind in Abhängigkeit der Probenanzahl tabelliert. Für  $v_x$  wird die Varianz der Stichprobe verwendet,  $\bar{X}$  ist der Stichprobenmittelwert. Die Vorgehensweise wird in [43, S.A-22] als „prediction method“ beschrieben. Der Wert  $k_n$  kann mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$k_n = -t_{n-1,p=0,05} \cdot \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \quad (3.12)$$

Für  $t_{n-1,p=0,05}$  wird der 5% -Quantilwert der t-Verteilung mit  $n - 1$  Freiheitsgraden verwendet. Für weiterführende probabilistische Berechnungen ist jedoch nicht nur der charakteristische Wert, sondern die statistische Beschreibung der Grundgesamtheit von Interesse. Hierzu bietet sich die ebenfalls in [43] beschriebene „coverage method“ an. Diese Vorgehensweise wurde bereits bei der Bestimmung der charakteristischen Werte für die Nietklemmspannung angewendet. Dazu wird zunächst für den Mittelwert der Stichprobe ein Konfidenzintervall gebildet. Hierzu ist die Festlegung einer Irrtumswahrscheinlichkeit erforderlich. In [43] wird

gezeigt, dass die beiden genannten Methoden bei einem Vertrauensbereich von 75% und einer Stichprobenanzahl von  $n > 30$  annähernd gleiche Ergebnisse liefern.

Die Werte für  $k_n$  sind in [20, S.102] tabelliert und wurden nach [43, S.A-22] mit Gleichung (3.12) ermittelt. Der Variationskoeffizient der Stichprobe beträgt  $\bar{v}_x = 0,146$ . Der mit Gleichung (3.12) ermittelte Wert beträgt  $k_n = 0,1734$ . Der Wert ergibt sich gleichermaßen aus Tabelle D.1 in [20]. Damit ergibt sich nach Gleichung (3.11) ein charakteristischer Reibbeiwert von  $\mu_{fric,k} = 0,28$ .

Der nach Gleichung (3.9) bestimmte Schätzwert für den Mittelwert der Grundgesamtheit (untere Grenze des Konfidenzintervalls) für  $\mu_{fric}$  beträgt  $\hat{\mu} = 0,36$ . Die Standardabweichung wird mit der der Stichprobe gleichgesetzt und beträgt  $\hat{\sigma} = 0,054$ . Der aus diesen Verteilungsparametern abgeleitete 5%-Quantilwert führt zu einem identischem Ergebnis für  $\mu_{fric,k}$ .

Es wurde gezeigt, dass der Reibbeiwert bei größeren Vorspannkräften abnimmt. Soll der Gleitwiderstand in Verbindungen mit wesentlich größeren Klemmkraften verwendet werden, z.B. beim Ersatz von Nieten durch Schrauben oder bei größeren Schaftdurchmessern als  $d_{schaft} = 27$  mm, dann sind die Werte abzumindern oder es sind Versuche durchzuführen. Für kleinere Klemmkraften, wie sie in Nietverbindungen vorkommen, sind die angegebenen Werte konservativ.

### 3.2.3.5. Rechnerische Bestimmung von Gleitwiderstandskräften

Aus den experimentell bestimmten Werten für den Reibbeiwert und die Nietklemmspannung lässt sich nach Gleichung (3.4) die je Niet und je Gleitfuge übertragbare Gleitkraft  $F_T$  ermitteln. Wie in den vorangegangenen Abschnitten dargestellt wurde, sind die zugrunde liegenden Messgrößen normalverteilte Zufallsvariablen. Ware und Lad geben in [113] einen Überblick und die Methoden für die Multiplikation von stetigen Verteilungsfunktionen. Demnach ist das Produkt von zwei normalverteilten Zufallsvariablen nicht zwangsläufig wieder eine normalverteilte Zufallsvariable. Als praktikablen Lösungsweg für die Bestimmung von

$$F_T = \mu_{fric} \cdot F_N$$

mit  $F_N = \sigma_{klemm} \cdot d_{nenn}^2 \cdot \pi/4$  bietet sich die Monte Carlo Simulation an.

Die auf diesem Weg ermittelten Gleitkräfte sollen aus der Literatur entnommenen, experimentell bestimmten Gleitkräften gegenübergestellt werden. Zur Ermittlung des Gleitwiderstandes in genieteten Verbindungen wurden von Rudeloff [90] umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Die Versuche wurden von Taras [103] statistisch ausgewertet. Dabei wurden Kategorien für große und kleine Nietbilder und für die Art der Nietung (Kniehebelpresse und Presslufthammer) gebildet. Als Ergebnis werden Grenzgleitkräfte angegeben, die als

Kriterium zur Kerbfalleinordnung herangezogen werden. Die Vorgehensweise findet in der Nachrechnungsrichtlinie der Bundesanstalt für Straßenwesen [86] Anwendung.

Der von Rudeloff [90] verwendete Versuchskörper ist in Abbildung 3.14 dargestellt. Außer dem dort dargestellten wurden auch Versuchskörper mit drei hintereinanderliegenden Nietnieten je Seite verwendet.

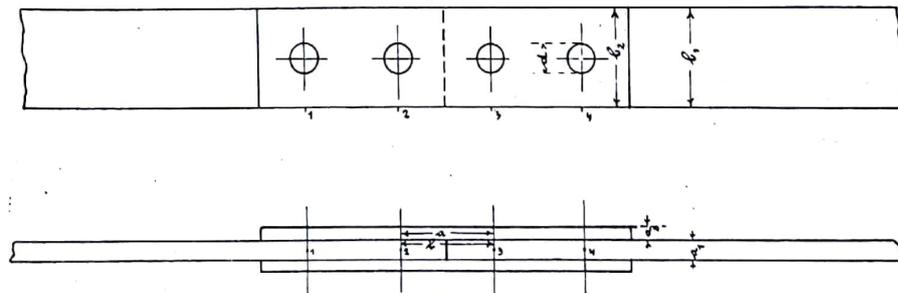


Fig. 2.

Abbildung 3.14.: Versuchskörper zur Bestimmung des Gleitwiderstandes aus Rudeloff [90]

Die Zufallsvariable für den Reibbeiwert ist gekennzeichnet durch  $\mu_{fric} \sim \mathcal{N}[0,37; 0,054^2]$ . Für die Klemmspannung setzt sich die Zufallsvariable aus der Streuung der Residuen und dem geometrieabhängigen Mittelwert wie folgt zusammen:  $\sigma_{klemm} \sim (\mathcal{N}[0; 42, 5^2 \text{ MPa}] + \hat{\sigma}_{klemm}(d_{schaft}, d_{nenn}))$ . Es werden jeweils  $10^6$  Realisierungen der Zufallsvariablen simuliert. Die Gleitkräfte werden für die Nenndurchmesser  $d_{nenn} = [18, 20, 22, 24, 26] \text{ mm}$  und die Schaftlänge  $d_{schaft} = 44 \text{ mm}$  bestimmt. Die Schaftlänge wurde wegen der Vergleichbarkeit zu den gegenübergestellten Daten aus der Literatur gewählt. Die Simulation wird für zwei hintereinanderliegender Niete durchgeführt. Die Bestimmung der Gleitkräfte ergibt sich damit zu

$$F_T = \frac{\mu_{fric} \cdot (F_{N_1} + F_{N_2})}{2}$$

Eine Histogrammdarstellung der Simulationsergebnisse wird in Abbildung 3.15 gezeigt. Ebenfalls dargestellt sind die von Taras zusammengestellten Ergebnisse [103, S.11] der Auswertung für kleine Nietbilder und Nietung mit Presslufthammer.

Mit steigendem Schafddurchmesser vergrößert sich die Klemmkraft, da die Spannung über einen größeren Bereich integriert wird (siehe Gleichung (3.1)). Gleichzeitig verringert sich die Klemmspannung mit größer werdendem Schaftdurchmesser infolge der nachgewiesenen Geometrieabhängigkeit. Die beiden Effekte heben sich nur teilweise auf. Wie aus Abbildung 3.15 hervorgeht, vergrößert sich der Streubereich und der Mittelwert der resultierenden Gleitkraft mit zunehmenden Nietdurchmesser.

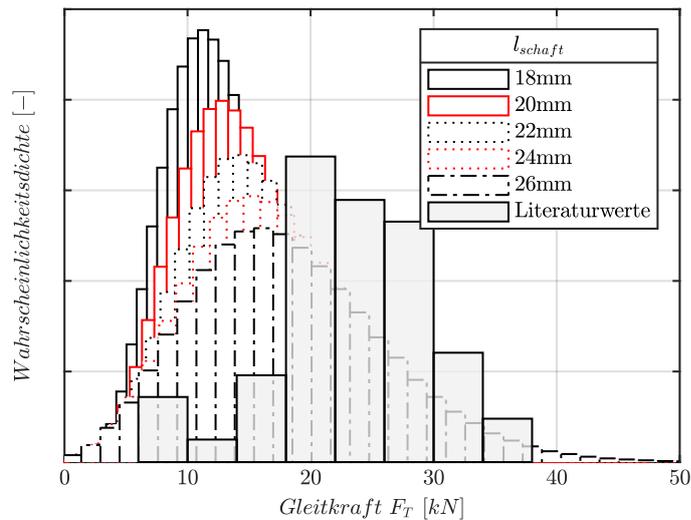


Abbildung 3.15.: Simulierte Gleitwiderstandskräfte in Nietverbindungen

Die experimentellen Ergebnisse aus der Literatur zeigen etwas größere Gleitkräfte als die Simulationsergebnisse. Bei den von Rudeloff [90] durchgeführten Versuchen an genieteten Probekörpern ist nicht sichergestellt, dass ausschließlich Reibungskräfte in den verbundenen Teilen wirken. Bei einem guten Formschluss zwischen Nietloch und Nietschaft wird der Widerstand durch eine Kombination aus Scherwiderstand der Niete und Gleitwiderstand in den Kontaktflächen gebildet. Die jeweiligen Anteile der beiden Wirkmechanismen sind nicht bekannt. Da sie aber von der Ausführungsqualität der Nietung abhängen, kann man davon ausgehen, dass sie ebenfalls einer starken Streuung unterliegen. Die tendenziell größeren Gleitkräfte in den Versuchen von Rudeloff [90] sind damit erklärbar.

Taras verwendet in [103] die Auswertungen zum Gleitwiderstand bei der Kategorisierung von genieteten Kerbdetails im Zusammenhang mit Ermüdungsberechnungen nach dem Nennspannungskonzept. Bei Verwendung des Nennspannungskonzeptes zur Lebensdauerberechnung von Konstruktionsdetails entfällt der größte Teil der betrachteten Zeitperiode auf die Rissinitiierungsphase, also auf den ungerissenen Zustand. Die Zugrundelegung von Versuchen an ungerissenen Bauteilen ist somit gerechtfertigt, auch wenn es sich bei der untersuchten Größe nicht um den ausschließlichen Gleitwiderstand, sondern um eine Kombination aus Scherwiderstand und Gleitwiderstand handelt.

Enthält die Konstruktion jedoch bereits makroskopische Risse, die mit der Methode der LEBM bewertet werden können, dann ändern sich auch die Bewegungsmöglichkeiten in den Kontaktbereichen zwischen den einzelnen Querschnittskomponenten. In den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen wurde der ungestörte Gleitwiderstand bestimmt, der sich ausschließlich aus den Größen für die Klemmspannung und den Reibbeiwert zusammensetzt. Für die weiterführenden numerischen Berechnungen zur Bestimmung von Risspit-

zenbeanspruchungen unter dem Einfluss der Nietklemmspannung und des Gleitwiderstandes sind die eigenen durchgeführten Versuche damit zutreffender.

### 3.3. Experimentelle Bestimmung bruchmechanischer Risswachstumskennwerte von Flusstahl

Die in diesem Kapitel vorgestellten experimentellen Untersuchungen wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens „Rissentstehung und -wachstum in Nietverbindungen unter Berücksichtigung stochastischer Größen“ durchgeführt. Die Ergebnisse wurden in dem Forschungsbericht „Ermittlung von Risswachstumskennwerten historischer Flusstähle“ [88] dokumentiert und sind in [87] veröffentlicht.

#### 3.3.1. Versuchsdurchführung

Die Rissfortschrittsversuche wurden an Material von sechs verschiedenen Bauwerken durchgeführt (s. Tabelle 3.1). Je Bauwerk wurden die  $R$ -Verhältnisse  $R = 0,1; 0,3$  und  $0,5$  untersucht. Je  $R$ -Verhältnis und Bauwerk wurden drei Versuche durchgeführt, die Schwellenwertermittlung an zwei Proben und die Paris-Parameterbestimmung an einer Probe.

Bei allen Risswachstumsversuchen wurden 3-Punkt-Biegeproben mit SENB-Probengeometrie (Single Edge Notch Bend) mit den Abmessungen  $100 \times 20 \times 10$  mm entsprechend [5] verwendet (s. Abbildung 3.16). Alle Proben entsprachen der Probenorientierung L-T im Bauteil, das heißt, die lange Seite der SENB-Probe entspricht der Walzrichtung und damit auch der Beanspruchungsrichtung im Bauteil. Die Anordnung der Prüfkörper wurde in allen Fällen so gewählt, dass der experimentell zu untersuchende Riss in der Seigerungszone initiiert wird und wächst. Abbildung D.1 zeigt die Probenanordnung für das untersuchte Bauwerk HAM.

Die Darstellung von Seigerungszone und Speckschicht für das Bauwerk HAM enthält Abbildung 2.1. Maßgebend für die Anordnung der SENB-Probenkörper im Profilquerschnitt war der Gedanke, dass der im Experiment untersuchte Riss an der Stelle liegt, an der im Bauteil die wahrscheinlichste Rissinitiation auftritt. Dies ist in der Nähe des Nietloches. Damit besteht in allen Proben der überwiegende Teil des Ligamentes aus dem grobkörnigeren Gefüge der Seigerungszone.

Die Aufnahme der Risswachstumskurven je Bauwerk und Spannungsverhältnis wurde gemäß ASTM E647 [48] in folgenden Versuchsschritten durchgeführt:

- 1) Ermittlung des Schwellenwertes der zyklischen Rissausbreitung  $\Delta K_{th}$ . Um eine für die statistische Auswertung ausreichende Anzahl Messpunkte zu erhalten, waren zwei

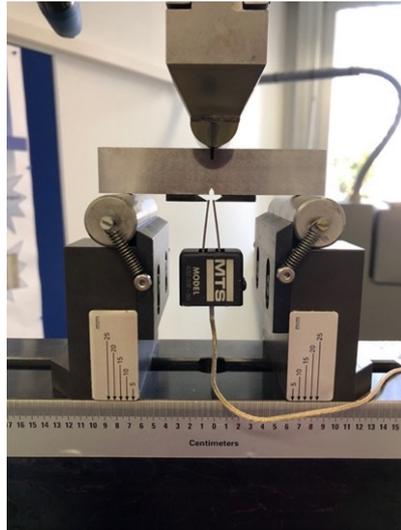


Abbildung 3.16.: Versuchsaufbau zur Ermittlung der Risswachstumskurven mit SENB-Probe

Proben je Bauwerk und Verhältnis erforderlich. Der Gradient für die Absenkung der Schwingbreite der Spannungsintensität vor der Rissspitze  $\Delta K$  betrug  $C = -0,2 \text{ mm}^{-1}$  und die Frequenz  $f = 20 \text{ Hz}$ .

- 2) Ermittlung der Parameter der Paris-Geraden im Bereich II der Risswachstumskurve an jeweils einer Probe. Nach einer kurzen Lastabsenkung  $\Delta K$  mit  $C = -0,25 \text{ mm}^{-1}$  erfolgte die Aufbringung einer konstanten Kraftschwingbreite  $\Delta F_{pruef}$  und damit einer ansteigenden Spannungsintensität vor der Rissspitze  $\Delta K$ . Die Lastfrequenz betrug dabei  $f = 15 \text{ Hz}$ .

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.16 dargestellt.

Die Erfassung der Risstiefen erfolgte über die Messung der Kerbaufweitung mit einem COD-Clip (Crack Opening Displacement) und die Berechnung der momentanen Risstiefe mithilfe der Compliance-Methode entsprechend [5]. Zur Verifizierung der Risstiefenmessung mit der Compliance-Methode wird anhand der gebrochenen SENB-Proben aus dem Versuchsschritt 2) die Risstiefe auf der Bruchfläche vermessen. Der Vergleich beider Methoden zeigte eine gute Übereinstimmung.

### 3.3.2. Versuchsauswertung

#### 3.3.2.1. Diskussion der Messergebnisse

In Abbildung 3.17 sind die  $\log(da/dN) - \log(\Delta K)$  - Kurven für verschiedene  $R$ -Verhältnisse am Beispiel der Eisenbahnüberführung FD dargestellt. Die Kurven für alle anderen Bauwerke

befinden sich im Anhang D. In der Diagrammdarstellung in Abbildung 3.17 ist sehr deutlich die Abhängigkeit des Schwellenwertes  $\Delta K_{th}$  vom Beanspruchungsverhältnis  $R$  zu erkennen. Erwartungsgemäß zeigten sich im Bereich I der Risswachstumskurven mit zunehmendem  $R$ -Verhältnis geringere Schwellenwerte  $\Delta K_{th}$ , unterhalb derer keine Rissausbreitung mehr messbar war.

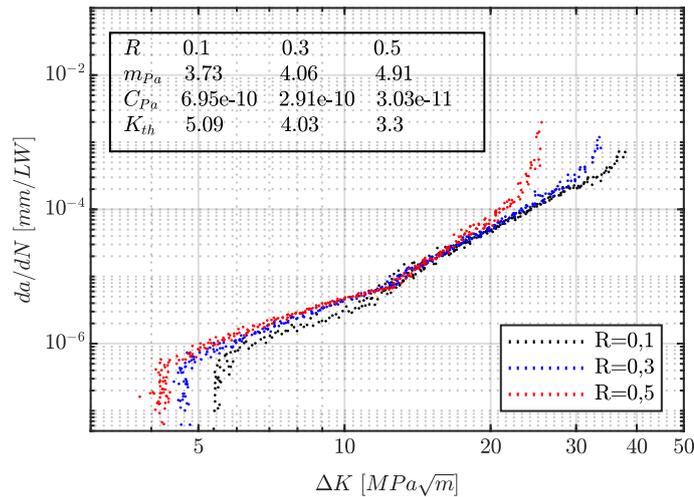


Abbildung 3.17.: Risswachstumskurven für das Bauwerk FD

Die Messpunkte in Abbildung 3.17 sowie in den Abbildungen zu allen anderen Bauwerken zeigen bei einer Rissspitzenbeanspruchung von ca.  $\Delta K = 12 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$  eine deutliche Änderung des Anstiegs. Sowohl oberhalb als auch unterhalb dieses Knickpunktes ist der Anstieg vom Beanspruchungsverhältnis  $R$  abhängig. Die durchgeführten Messungen lassen einen Zusammenhang zwischen der Größe und dem Verlauf der größten Spannungsintensität  $K_{max}$  und dem Anstieg der Risswachstumsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der zyklischen Spannungsintensität vermuten.

Während der Lastabsenkung im Teilversuch 1) wird die Rissspitzenbeanspruchung  $\Delta K$  mit zunehmender Risstiefe reduziert, bis das Risswachstum zum Stillstand kommt und der Schwellenwert  $\Delta K_{th}$  erreicht ist. Damit verbunden ist auch eine degressive Entwicklung der maximalen Spannungsintensität  $K_{max}$ . Größere  $R$ -Verhältnisse haben in diesem Teilversuch eine stärkere Absenkung zur Folge und bewirken einen flacheren Anstieg der Messwerte bzw. der Regressionsgeraden in der  $\log(da/dN) - \log(\Delta K)$  - Darstellung. In Abbildung 3.18 ist der Verlauf von  $K_{max}$  für die beiden Teilversuche und für verschiedene  $R$  - Verhältnisse dargestellt.

Wegen der beschriebenen Abhängigkeit der Risswachstumsgeschwindigkeit von der Lastabsenkungsrate und der maximalen Rissspitzenbeanspruchung  $K_{max}$  im Teilversuch 1) sind

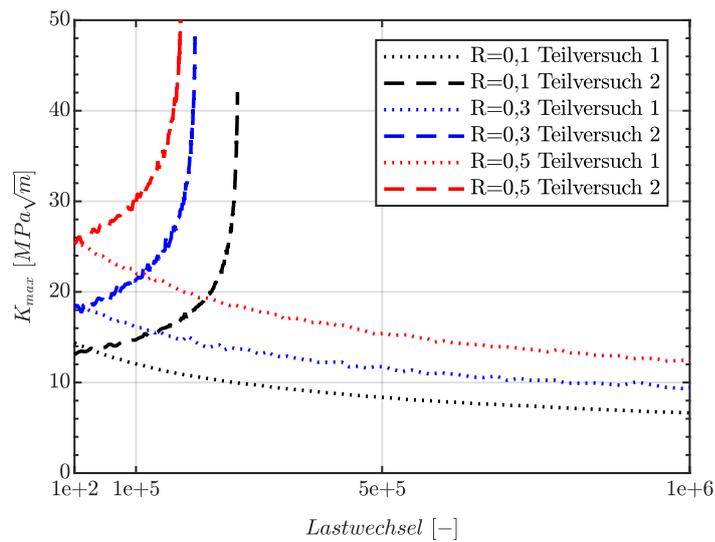


Abbildung 3.18.: Beispiel für  $K_{max}$ -Verlauf während der Versuchsdurchführung

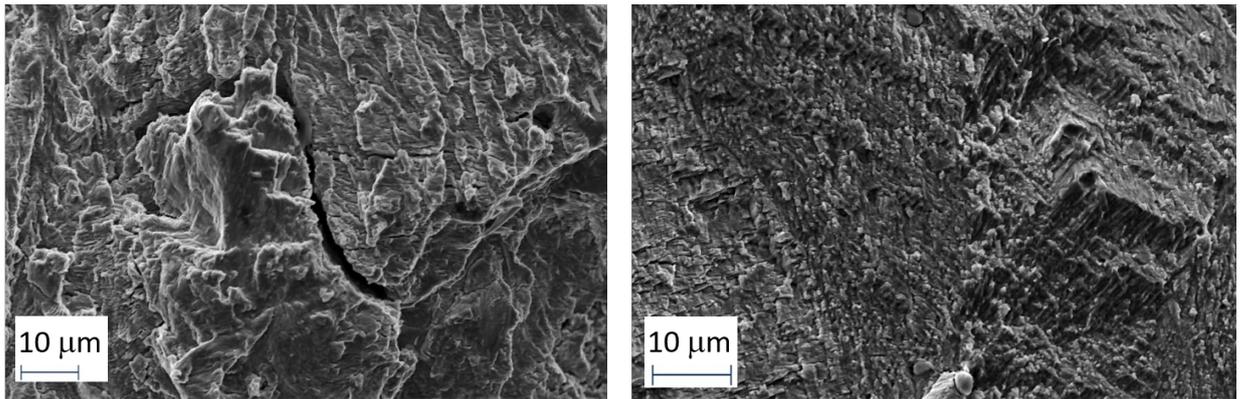
die Messpunkte für  $\Delta K < 12 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$  nicht zur Bestimmung der Risswachstumsparameter  $m_{Pa}$  und  $C_{Pa}$  sowie deren Übertragung auf Bauteilbeanspruchungen geeignet. Die Bestimmung dieser Kennwerte erfolgt mit dem Teilversuch 2) entsprechend der zur Anwendung kommenden Prüfvorschrift ASTM E647 [48].

In diesem Teilversuch erfolgt die Aufzeichnung des Kurvenbereichs II sowie des Übergangs in den Bereich III (vgl. Abbildung 2.3). Die Beanspruchung erfolgt mit einer konstanten zyklischen Prüfkraft  $\Delta F_{pruef}$ . Infolge der zunehmenden Risstiefe resultiert aus Gleichung (2.1) ein kontinuierlicher Anstieg von  $\Delta K$ .

Bei fast allen durchgeführten Versuchen (Teilversuch 2) wurde mit zunehmenden  $R$ -Verhältnis ein steilerer Anstieg der Messwerte und eine Verschiebung des Übergangs in den Kurvenbereich III zu geringeren  $\Delta K$ -Werten beobachtet. Bei gleichen  $\Delta K$  resultieren aus unterschiedlichen  $R$ -Verhältnissen unterschiedliche  $K_{max}$  (vgl. Abbildung 3.18). Der Zusammenhang zwischen dem Beanspruchungsverhältnis  $R$  und dem Anstieg der Messwerte (bzw. den daraus abgeleiteten Anstiegen der Paris-Geraden) soll in Abschnitt 3.3.2.5 statistisch untersucht werden.

Um die unterschiedlichen Verläufe der Messwerte aus Teilversuch 1) und Teilversuch 2) klären zu können, wurden mikrostrukturelle Untersuchungen durchgeführt. Dabei sollte die Sensitivität der untersuchten Flusstähle gegenüber dem Lastfolgeeffekt mit Hilfe von Bruchflächenanalysen am Rasterelektronenmikroskop (REM) untersucht werden.

Die vorgefundenen typischen Merkmale sollen anhand der Bilder in Abbildung 3.19 erläutert werden. In Abbildung 3.19a sind deutlich Sekundärrisse zu erkennen, die auf statische Bruchmodi zurückzuführen sind. Die Sekundärrissbildung erfolgt durch Ablenkung der Primärrisse



(a) Teilversuch 2:  
Sekundärrisse bei  $\Delta K = 12 \text{MPa}\sqrt{\text{m}}$

(b) Teilversuch 1:  
Bruchfläche im Schwellenwertbereich

Abbildung 3.19.: Bruchfläche Bauwerk SC  $R = 0,5$

aus der Rissebene. Die Abbildung 3.19b, eine Aufnahme aus dem Schwellenwertbereich, zeigt keine solchen Sekundärrisserscheinungen. Die Bruchflächenanalysen wurde für die Bauwerke TFT und SC und jeweils für die Beanspruchungsverhältnisse  $R = 0,1$  und  $R = 0,5$  durchgeführt und zeigen eine einheitliche Tendenz. Weitere Ergebnisse der Bruchflächenanalyse sind in [88] dokumentiert.

Die Sekundärrissbildung bei ansteigenden  $\Delta K$  und  $K_{max}$  wird vermutlich durch die grobkörnige Gefügestruktur begünstigt. Der Einfluss der Werkstoffstruktur auf die Mittelspannungsabhängigkeit der Risswachstumsgeschwindigkeit wird bei Schwalbe [93, S.408ff] ausführlich beschrieben. Die beschleunigte Rissausbreitung mit größer werdendem Spannungsverhältnis wurde für verschiedene andere Werkstoffe beobachtet. Schwalbe führt dies auf Spaltbruchbildung vor der Riss Spitze während des Risswachstums zurück.

Damit wären die in Abbildung 2.4 dargestellten steileren Anstiege der Paris-Geraden  $m_{Pa}$  für alte Stähle gegenüber feinkörnigerem modernem Baustahl erklärbar.

Für die Berechnung von Bauteilen sind nur die Risswachstumswerte  $C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  des Teilversuchs 2) relevant, da die Spannungsamplituden der Bauteilbeanspruchung in der Regel über die Nutzungszeit konstant bleiben. Die Lastfolge des Teilversuchs 1) gewährleistet jedoch die Ermittlung von minimalen und damit konservativen Schwellenwerten  $\Delta K_{th}$ .

Wie bereits erwähnt, sind die Proben für die Risswachstumsversuche in Bereichen der Profile entnommen worden, in denen der überwiegende Teil des Ligamentes in der Seigerungszone liegt. Der Speckschichtanteil im Profilquerschnitt wird zum Profilrand hin größer (siehe Abbildung 2.1). In der Nähe des Querschnittsrandes ist ausschließlich von feinkörnigem Gefüge auszugehen. Für Risse, die in diesem Bereich wachsen, müssen demzufolge flachere Paris-Geradenanstiege gelten. Wie im Abschnitt 3.3.2.7 noch gezeigt werden wird, ist die Annahme steiler Geradenanstiege konservativ für große Risspitzenbeanspruchungen.

Bei Bauteilbewertungen, bei denen zweifelsfrei feststeht, dass der Riss in Bereichen mit Seigerungszone initiiert wird, führen die steileren Geradenanstiege zu günstigen Ergebnissen. Wachsen diese Risse bis in Bereiche mit überwiegender Speckschichtanteil, liegen infolge der größeren Risstiefe höhere Rissspitzenbeanspruchungen vor und die Bewertung bleibt konservativ.

Erfolgt die Rissinitiierung jedoch am Querschnittsrand, sind infolge der anfänglich kleinen Rissspitzenbeanspruchung die angegebenen Risswachstumsparameter nicht konservativ. In diesem Fall ist auf Werte des aktuellen Regelwerkes für Baustahl (z.B. [9]) zurückzugreifen.

### 3.3.2.2. Ermittlung der Parameter der Paris-Gleichung

Die Bestimmung der Rissfortschrittsparameter im Bereich II der Kurven nach Gleichung (2.2) erfolgt mit Hilfe einer linearen Regression der logarithmierten Daten aus dem Teilversuch 2). Der Regressionsbereich liegt dabei für  $da/dN$  ungefähr zwischen  $10^{-5} \text{ mm/LW}$  und dem Übergang in den Kurvenbereich III. Eine Detaildarstellung für das Bauwerk FD und das Verhältnis  $R = 0,1$  enthält Abbildung 3.20a

Die Güte der Regression wird durch das Bestimmtheitsmaß  $R^2$  beschrieben. Über die Streuung der Messwerte gibt die Standardabweichung  $s$  Auskunft. Anhang F enthält eine Übersicht aller ermittelten bruchmechanischen Kennwerte und die Parameter zur statistischen Beschreibung sowie die grafische Darstellung aller aufgenommenen Messwerte.

### 3.3.2.3. Ermittlung von bruchmechanischen Schwellenwerten

Bei der Bestimmung bruchmechanischer Schwellenwerte kann zwischen folgenden Vorgehensweisen unterschieden werden:

- Nach ASTM E647 [48] wird eine Regression über mindestens fünf  $da/dN - \Delta K$  -Wertepaare im doppellogarithmisch aufgetragenen Risswachstumsdiagramm durchgeführt. Aus der Extrapolation der Regressionsgerade bis  $da/dN < 10^7 \text{ mm/LW}$  ergibt sich  $\Delta K_{th}$ .
- Bei der Methode nach Döker [26] erfolgt die Auftragung der  $da/dN - \Delta K$  -Wertepaare in einem Diagramm mit linearer Skaleneinteilung. Die Regressionsgerade kann dementsprechend bis zu einer Risswachstumsgeschwindigkeit von Null extrapoliert werden.

Da in den durchgeführten Risswachstumsversuchen der Rissarrest bei  $da/dN < 10^7 \text{ [mm/LW]}$  aufgetreten ist, wurde die Methode nach Döker [26] zur Ermittlung der Schwellenwerte angewendet. Für das Beispiel des Bauwerks FD bei  $R = 0,1$  befindet sich eine erläuternde Darstellung in Abb. 3.20b.

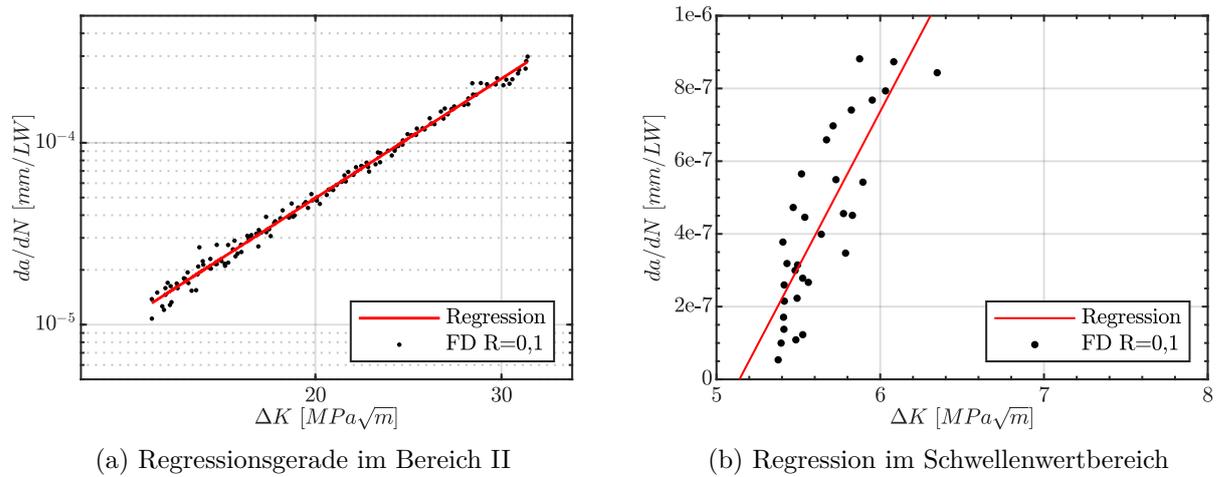


Abbildung 3.20.: Beispiel für die Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte für das Bauwerk FD

Die aus Bereich I der Risswachstumskurven abgeleiteten Schwellenwerte sind in Abb. 3.21 über dem  $R$ -Verhältnis aufgetragen. Die  $R$ -Abhängigkeit der  $\Delta K_{th}$ -Werte wird für  $R = 0,1$  bis  $0,3$  mithilfe einer linearen Regression beschrieben. Mit einer weiteren Erhöhung des  $R$ -Wertes auf  $0,5$  nimmt der Einfluss von  $R$  auf  $\Delta K_{th}$  für alle untersuchten Bauwerke ab. Daher wird hier der Übergang zum intrinsischen Schwellenwert  $\Delta K_{th,eff}$  angenommen, unterhalb dessen auch kurze Risse nicht mehr wachstumsfähig sind.

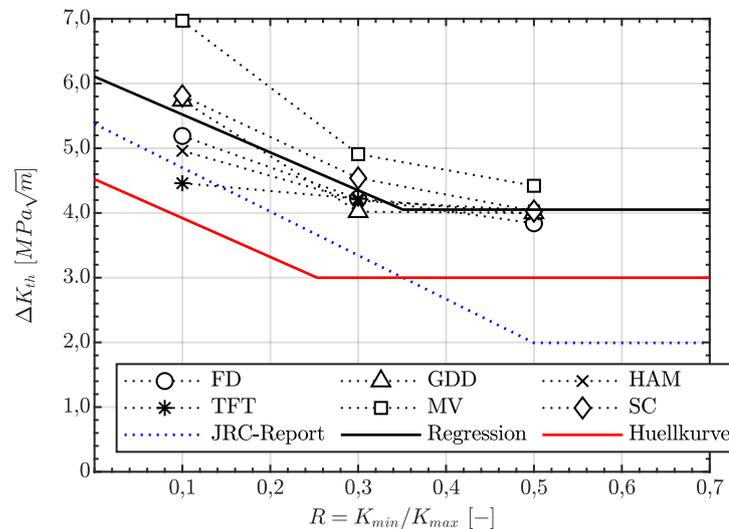


Abbildung 3.21.: Experimentell ermittelte Schwellenwerte in Abhängigkeit von  $R$

Die Streuung der ermittelten Schwellenwerte nimmt mit zunehmenden  $R$ -Verhältnis ab. Abbildung 3.21 enthält neben den Messergebnissen und einer daraus abgeleiteten Hüllkurve für die weitere Berechnung auch die von Kühn et.al. im JRC-Report [57] empfohlenen Werte für

Altstahlkonstruktionen bei Berücksichtigung des  $R$ -Verhältnisses.

Die Hüllkurve ist wie folgt definiert:

$$\Delta K_{th}(R) = 4,52 - 6,0 \cdot R \left[ \text{MPa}\sqrt{\text{mm}} \right] \quad \text{für} \quad 0 < R \leq 0,25 \quad (3.13)$$

$$\Delta K_{th} = 3,0 \left[ \text{MPa}\sqrt{\text{mm}} \right] \quad \text{für} \quad 0,25 < R \leq 1 \quad (3.14)$$

### 3.3.2.4. Statistische Beschreibung über alle Versuchsergebnisse

#### Korrelation der Paris-Parameter $C_{Pa}$ und $m_{Pa}$

Zwischen den Paris-Parametern  $C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  besteht eine Abhängigkeit, die in folgender Form beschrieben werden kann:

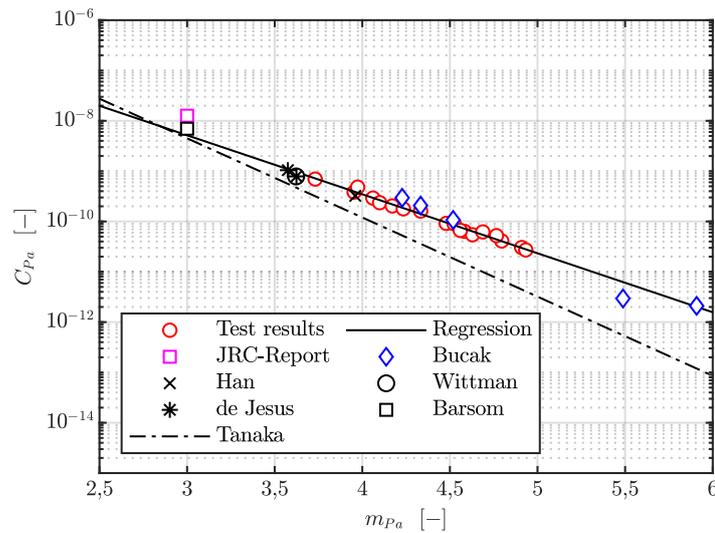
$$C_{Pa} = A \cdot \Delta K_0^{-m_{Pa}} \quad (3.15)$$

Die Korrelationsbeziehung entspricht einer Geradengleichung in der Darstellung von  $\log(C_{Pa})$  über  $m_{Pa}$ . Abbildung 3.22 zeigt die Versuchsergebnisse und die daraus ermittelte Regressionsgerade mit den Parametern  $A = 1,7e - 5$  und  $\Delta K_0 = 14,87 \text{ MPa} \cdot \sqrt{\text{m}}$ . Der Korrelationskoeffizient lautet  $r_e = 0,99$ . Damit kann von einer vollständigen Korrelation ausgegangen werden. Außerdem sind die Ergebnisse von Rissfortschrittsversuchen für Flusstahl von Han [40], de Jesus [51], Wittmann [116] und Bucak [12], sowie die empfohlenen Werte von Barsom [7] und Kühn [57] in Abbildung 3.22 dargestellt.

Der Parameter  $\Delta K_0$  kennzeichnet den Schnittpunkt, durch den alle Paris-Geraden, deren Paris-Parameter durch Gleichung (3.15) beschrieben werden können, in der Darstellung  $\log(da/dN) - \log(\Delta K)$  verlaufen, vgl. Abbildung 3.29a.

Eine Übersicht über die von verschiedenen Autoren ermittelten Korrelationsparameter kann Blumenauer / Pusch [11] entnommen werden. Tanaka gibt in [102] die Parameter für eine gemeinsame Korrelation verschiedener Stähle mit  $A = 2,35e - 4 \text{ mm/LW}$  und  $\Delta K_0 = 37,4 \text{ MPa} \cdot \sqrt{\text{m}}$  an. Zum Vergleich ist die entsprechende Korrelationsbeziehung in Abbildung 3.22 mit dargestellt.

Durch Cortie und Garret [16] wurde ebenfalls die Korrelation verschiedener Materialien untersucht und die Ergebnisse der Untersuchungen anderer Autoren miteinander verglichen. Aus den Ergebnissen einer Sensitivitätsstudie schlussfolgert er, dass die Korrelation mit einer Regressionsgeraden im logarithmischen Bereich zwar sehr gut darstellbar ist, in der An-


 Abbildung 3.22.: Korrelation von  $m_{Pa}$  und  $C_{Pa}$ 

wendung bei Rissfortschrittsberechnungen auf Grund der Streuung der Rissfortschrittsdaten jedoch kaum ein Nutzen aus dieser Beziehung gezogen werden kann.

Die Schlüsse von Cortie und Garret gelten für die Intention, eine möglichst große Bandbreite von Materialien mit einheitlichen Parametern beschreiben zu können. Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit untersuchten Stähle werden auf Grund ihres Herstellungsverfahrens, ihrer chemischen Zusammensetzung und ihrer mechanischen Kennwerte als eine Gruppe zusammengefasst. Zur Überprüfung der Korrelationsbeziehung werden Versuchsergebnisse aus der Literatur, die sich auf die gleiche Materialgruppe beziehen, den Ergebnissen der vorliegenden Studie gegenübergestellt. Wie aus Abbildung 3.22 hervorgeht, zeigen die Wertepaare aus der Literatur eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Bei den Paris-Parametern aus [57] handelt es sich um eine Empfehlung, die eine konservative Abschätzung der Ermüdungssicherheit gewährleisten soll. Dementsprechend liegen sie oberhalb der Regressionsgeraden.

### **Streuung des Paris-Exponenten $m_{Pa}$ und Abhängigkeit von $R$**

Zunächst soll die Abhängigkeit des Paris-Exponenten  $m_{Pa}$  vom Beanspruchungsverhältnis  $R$  untersucht werden. In Abbildung 3.23a sind die Versuchsergebnisse für den Paris-Exponenten in Abhängigkeit von  $R$  dargestellt. Der Korrelationskoeffizient für den Zusammenhang von  $m_{Pa}$  und  $R$  lautet  $r_e = 0,61$ . Der Anstieg  $\beta_1$  der Regressionsgeraden entsprechend der Formel:

$$m_{Pa} = m_{Pa;R=0} + \beta_1 \cdot R \quad (3.16)$$

wird mit Hilfe des F-Test nach Formel 3.10 überprüft. Der Test erwies sich als signifikant ( $F(1, 16) = 9,72; p = 0,007$ ). Das heißt, die Nullhypothese  $H_0 : \beta_1 = 0$  wird abgelehnt.

Der Wert  $m$  für  $R = 0$  beträgt  $m_{Pa;R=0} = 4,02$  und der Anstieg der Regressionsgeraden  $\beta_1 = 1,31$ .

Die R-Abhängigkeit des Paris-Exponenten ist eine materialspezifische Eigenschaft. Pessel [78, S.64] beobachtete bei Rissfortschrittsversuchen an Schienenstählen ebenfalls eine starke Abhängigkeit  $m_{Pa}(R)$  allerdings mit entgegengesetzter Neigung des Anstieges. Größere  $R$ -Verhältnisse ergaben bei dem von ihr untersuchten Material geringere Anstiege.

Weiterhin wird die Streuung der Residuen des Paris-Exponenten untersucht. Die Prüfung auf Normalverteilung (Formel 3.6) mit Hilfe des Kollmogorow-Smirnow-Tests lehnt die Normalverteilung ab ( $p = 0,03$ ). Bei Überprüfung mit Hilfe des Shapiro-Wilk-Tests jedoch wird die Nullhypothese nicht abgelehnt ( $p = 0,74$ ). Auch der Quantil-Quantil-Plot (Abbildung 3.23b) bestätigt die Annahme einer Normalverteilung. Die Standardabweichung für  $m_{Pa}$  beträgt  $s = 0,28$ . Die Streuung der Paris-Geradenanstiege ist u.a. auf die in den einzelnen Proben unterschiedlichen Anteile von Speckschicht und Seigerungszone zurückzuführen.

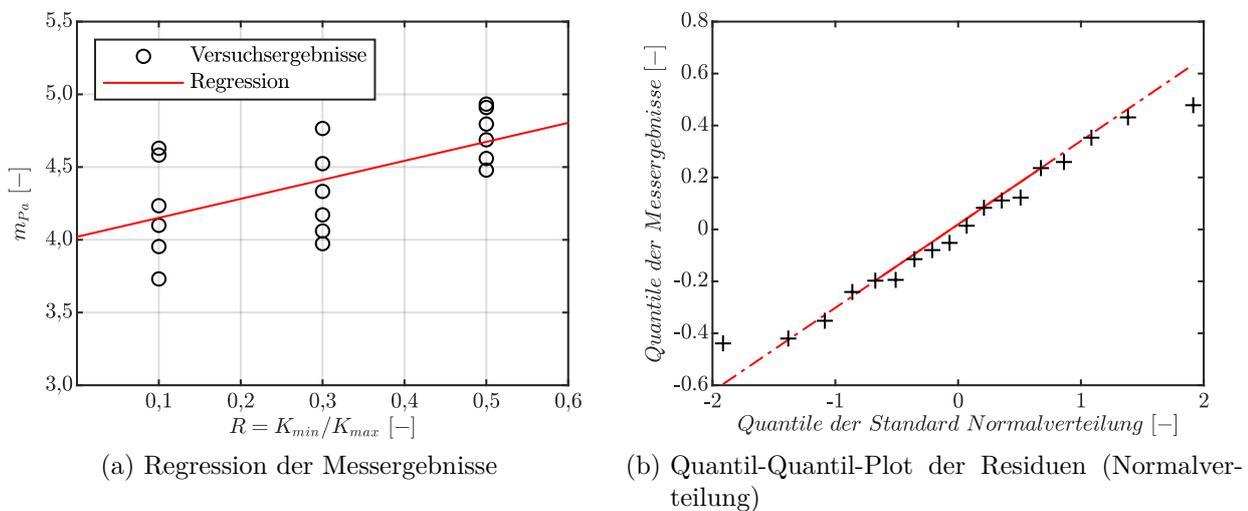


Abbildung 3.23.: Abhängigkeit des Paris-Exponenten  $m_{Pa}$  vom Spannungsverhältnis  $R$

### 3.3.2.5. Einfluss des Beanspruchungsverhältnisses $R$ auf das Risswachstum

Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen erfolgten für die  $R$ -Verhältnisse 0,1; 0,3 und 0,5. Der Einfluss des Beanspruchungsverhältnisses auf den Rissfortschritt wurde von verschiedenen Autoren beschrieben. Eine Übersicht über verschiedene Ansätze ist bei Huang [45] gegeben. Nachfolgend werden einige der bekannten Modelle auf die Versuchsergebnisse

angewendet. Darüber hinaus wird ein eigener Modellvorschlag untersucht. Abschließend werden die bekannten Modelle mit dem neuen Modell hinsichtlich ihrer Vorhersagegenauigkeit verglichen.

### Walker Modell

Von Walker wurde in [111] eine Gleichung für Aluminiumlegierungen angegeben, mit deren Hilfe das Spannungsverhältnis  $R$  bei Rissfortschrittsberechnungen berücksichtigt werden kann. Huang untersucht und vergleicht in [45] verschiedene Ansätze zur Berücksichtigung von  $R$  auf der Grundlage von Versuchsdaten aus der Literatur. Im Ergebnis schlägt er ein Modell vor, das auch für Stahl gilt und in dem Bereich  $0 < R < 0,5$  dem Modell von Walker folgt.

$$\frac{da}{dN} = C_{W_a} \cdot \left( \frac{1}{(1-R)^{\beta_{W_a}}} \cdot \Delta K \right)^{m_{W_a}} \quad (3.17)$$

Nachfolgend soll dieser Zusammenhang dazu genutzt werden, die für unterschiedliche  $R$ -Werte bestimmten Rissfortschrittsraten miteinander zu vergleichen.

Die Gleichung (3.17) enthält den materialabhängigen und noch unbekanntem Exponenten  $\beta_{W_a}$ . Zunächst wird für alle Versuchsergebnisse zur Bestimmung der Paris-Werte eine gemeinsame lineare Regression durchgeführt. Damit wird der Exponent  $m_{W_a}$  bestimmt. Diese auf die Rohdaten angewendete Regression erfüllt die Gleichung (3.17) für  $\beta_{W_a} = 0$ . Für jeden Datenpunkt  $i$  wird die Paris-Konstante  $C_i(R)$  ermittelt. Da  $m$  für alle Messpunkte konstant ist, entspricht die Vorgehensweise einer Generierung von parallelen Geraden durch die Messpunkte.

In Gleichung (3.17) kann folgende Substitution vorgenommen werden:

$$M_{W_a}(R) = \frac{1}{(1-R)^{\beta_{W_a}}}$$

Für  $R = 0$  gilt für alle  $\beta_{W_a}$ :  $M_{W_a} = 1$ . Daraus folgt:

$$C_{i,R=0}(\beta_{W_a}) = \frac{C_i(R)}{(M_{W_a}(R, \beta_{W_a}))^{m_{W_a}}} \quad (3.18)$$

Die Dichteverteilungen für diskrete Werte von  $\beta_{W_a}$  lassen sich sehr gut mit Lognormal-Verteilungsfunktionen beschreiben  $C_{i,R=0}(\beta_{W_a}) \sim \mathcal{L}(\bar{X}, s)$ . Die Schätzung der Parameter  $\beta_{W_a}, \bar{X}, s$  erfolgt numerisch in zwei Schritten. Für einen geschätzten Wertebereich von  $-0,5 < \beta_{W_a} < 1,0$  werden für diskrete  $\beta$  die modifizierten Werte  $C_{i,R=0}(\beta_{W_a})$  nach Gleichung (3.18) bestimmt. Abbildung 3.24 enthält die Ergebnisse für einige Werte von  $\beta_{W_a}$ .

Für jeden generierten Datensatz wird die Verteilungsfunktion der Lognormal-Verteilung mit Hilfe der Maximum-Likelihood-Methode (ML-Methode) geschätzt. Nach Mosler, Schmid [72, S.206] wird die ML-Methode wie folgt beschrieben:

Für die Stichprobenlemente  $x_1, x_2, \dots, x_n$  einer Zufallsvariablen, die mit einer stetigen Verteilung  $f(x, \theta)$  beschrieben werden kann, wird die Likelihoodfunktion als Produkt der Funktionswerte für jede Beobachtung der Stichprobe gebildet.  $\theta$  ist dabei ein Parameter der Verteilungsfunktion.

$$L(\theta) = f(x_1, x_2, \dots, x_n \parallel \theta) = f(x_1 \parallel \theta) \cdot f(x_2 \parallel \theta) \cdot \dots \cdot f(x_n \parallel \theta) \quad (3.19)$$

An der Stelle, an der die Funktion 3.19 ein Maximum aufweist, befindet sich auch das Maximum der Loglikelihood-Funktion.

$$l(\theta) = \ln(L(\theta)) = \sum_{i=1}^n \ln(f(x_i \parallel \theta)) \quad (3.20)$$

Der zugehörige Funktionswert  $\theta$  liefert den Schätzwert  $\hat{\theta}$  des Parameters der Verteilungsfunktion.

Unter Annahme einer Lognormal-Verteilung ergibt sich aus Gleichung (3.19) (vgl. Cohen [13]):

$$L(\bar{X}, s) = \prod_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{2\pi \cdot s} \cdot x_i} \cdot \exp\left[-\frac{(\ln(x_i) - \bar{X})^2}{2 \cdot s^2}\right] \quad (3.21)$$

Für die Loglikelihood ergibt sich aus den Gleichungen (3.20) und (3.21) (vgl. Wang [112]) unter Berücksichtigung der Stichprobenwerte  $x_i = C_{i,R=0}(\beta_{W_a})$ ,

$$l(\bar{X}, s, \beta_{W_a}) = -\frac{n}{2} \cdot \log(2\pi) - n \cdot \log(s) - \sum_{i=1}^n \log(C_{i,R=0}(\beta_{W_a})) - \sum_{i=1}^n \frac{(\ln(C_{i,R=0}(\beta_{W_a}) - \bar{X}))^2}{2 \cdot s^2} \quad (3.22)$$

Die Lösung zum Auffinden des lokalen Maximums und damit zur Bestimmung der Schätzparameter  $\hat{X}$ ,  $\hat{s}$  jeweils für die gewählten Werte von  $\beta_{W_a}$  erfolgt numerisch mit Hilfe des Programms MATLAB [66]. An der Stelle, an der bei den Funktionen 3.21 bzw. 3.22 ein Maximum auftritt, befindet sich die Verteilungsfunktion mit der größten Likelihood mit den unabhängigen Parametern  $\hat{X}$  und  $\hat{s}$  unter Berücksichtigung von  $\hat{\beta}_{W_a}$ . Das heißt, damit können die Messdaten am besten beschrieben werden.

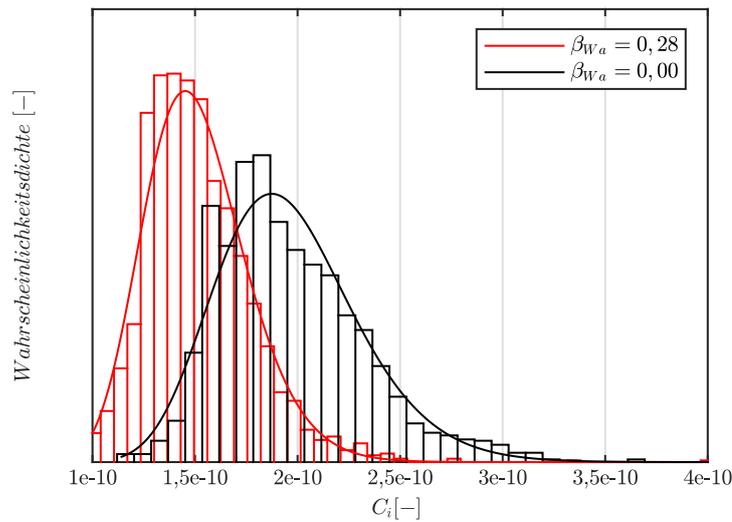


Abbildung 3.24.: Verteilung von  $C_{i,R=0}$  für verschiedene Werte von  $\beta_{Wa}$

Es soll nun derjenige  $\beta_{Wa}$ -Wert gefunden werden bei dem die geringste Streuung von  $C_{i,R=0}(\beta_{Wa})$  auftritt, da der Einfluss von  $R$  entsprechend Gleichung (3.18) eliminiert ist. Abbildung 3.25a zeigt die Abhängigkeit der geschätzten Standardabweichungen  $\hat{s}$  von  $\beta_{Wa}$ . Das Minimum wird wiederum numerisch ermittelt und liegt bei  $\beta_{Wa} = 0,2725$ . Die Standardabweichung der geschätzten Lognormalverteilung beträgt  $\hat{s} = 0,1654$ .

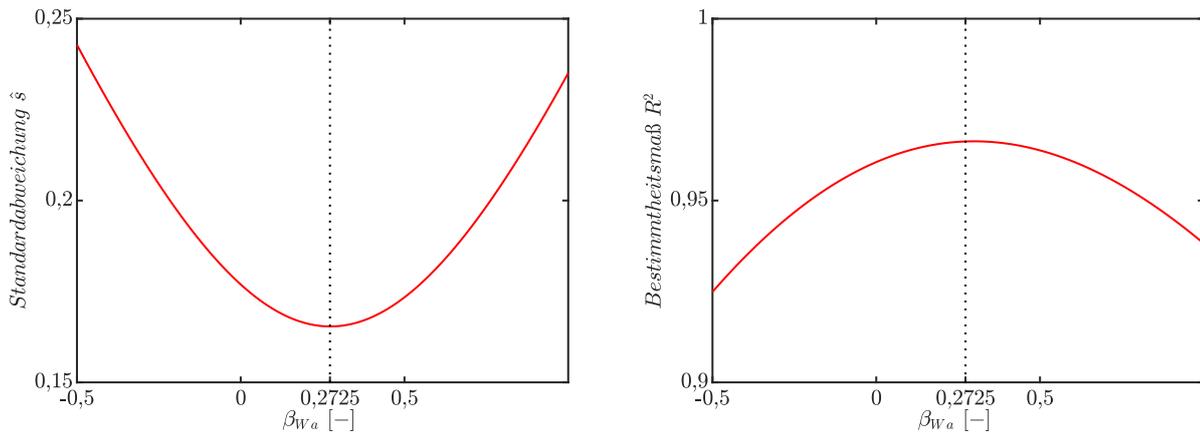
Das Ergebnis wird anschließend verifiziert, in dem für jede der generierten Verteilungsfunktionen das Bestimmtheitsmaß  $R^2$  in Bezug auf die Messwerte berechnet wird. Die Funktionsdarstellung von  $R^2$  über  $\beta_{Wa}$  (Abbildung 3.25b) hat an der gleichen Stelle für  $\beta_{Wa} = 0,2725$  einen Maximalwert. Die zugehörigen Paris-Werte lauten:  $m_{wa} = 4,28$  und  $C_{wa} = 1,482E-10$  für  $\Delta K$  in  $[\text{MPa} \cdot \sqrt{\text{m}}]$ . Der angegebene Wert  $C_{wa}$  entspricht dem Mittelwert der in Abbildung 3.24 dargestellten Verteilungsfunktionen für  $\beta_{Wa} = 0,2725$ .

### Abhängigkeit nach Richtlinie 805 [85]

Für die Bewertung der Ermüdungssicherheit genieteter Stahlkonstruktionen kommt im Regelfall zunächst das Nennspannungskonzept zur Anwendung. Dabei wird die Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit vom Spannungsverhältnis berücksichtigt. Für den Anwendungsfall genieteter Eisenbahnbrücken enthält das Regelwerk der Deutschen Bahn AG [85]  $R$ -abhängige  $\Delta\sigma_c$ -Werte. Die  $R$ -Abhängigkeit wurde von Taras [104] für  $R > 0$  wie folgt beschrieben:  $\Delta\sigma_{c,R} = (M_{805}(R))^{-1} \cdot \Delta\sigma_{c,R=0}$  mit dem Faktor  $M_{805}(R)$ :

$$M_{805}(R) = \frac{1 - 0,6R}{1 - R} \quad (3.23)$$

Von Walker [111] wird angegeben, dass der von ihm formulierte Einfluss des Spannungs-



(a) Standardabweichung  $\hat{s}$  der Verteilungsfunktion von  $C_{i,R=0}(\beta_{W_a})$  in Abhängigkeit des Parameters  $\beta_{W_a}$  (b) Bestimmtheitsmaß  $R^2$  in Abhängigkeit des Parameters  $\beta_{W_a}$

Abbildung 3.25.: Bestimmung des lokalen Extremums von  $\beta_{W_a}$

verhältnisses für die bruchmechanische Betrachtung und für das Kerbdehnungskonzept gilt. Mit Hilfe des Kerbdehnungskonzeptes lassen sich Nennspannungswöhlerlinien für konkrete Bauteilgeometrien synthetisch bestimmen. Für Altstähle, die den hier untersuchten Materialien sehr ähnlich sind, gibt es dazu z.B. Untersuchungen von de Jesus [53] und Correia [15]. Es liegt damit nahe, die Beziehung für die  $R$ -Abhängigkeit nach [85] in eine vergleichende Betrachtung bei der Anwendung des bruchmechanischen Konzeptes einzubeziehen.

Aus Abb. 3.26 wird deutlich, dass der Faktor nach Richtlinie 805 [85] die Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis wesentlich stärker berücksichtigt als das Modell nach Walker mit dem aus den Messergebnissen gewonnenen Exponenten  $\beta_{W_a}$ . Die nach dem Modell der Richtlinie 805 ermittelten Paris-Werte für  $R = 0$  sind:  $m_{805} = 4,09$  und  $C_{805} = 2,643e - 10$  für  $\Delta K$  in  $[\text{MPa} \cdot \sqrt{\text{m}}]$ . Die Standardabweichung für die geschätzte Verteilung von  $C_{805}$  beträgt  $\hat{s} = 0,118$ .

**Berücksichtigung des Rissschließens**

Risse wachsen durch die zyklische Änderung der Rissspitzenbeanspruchung. Im Rahmen der Modellvorstellung der linear elastischen Bruchmechanik (LEBM) sind die Amplituden der Lastwechsel  $\Delta K = K_{max} - K_{min}$  die maßgebende Beanspruchungsgröße für die Berechnung des Risswachstums nach Gleichung (2.2).

Betrachtet man einen einzelnen Lastwechsel, dann öffnet sich der Riss mit der zeitlichen Änderung  $K(t)$  von  $K_{min}$  nach  $K_{max}$ . Nach der Umkehrung in dem Punkt  $K_{max}$  bewegen sich die Rissufer wieder aufeinander zu. Die Bewegung der Rissufer ist jedoch schon abgeschlossen, bevor der Wert  $K_{min}$  erreicht ist. Die zu diesem Punkt gehörende Rissspitzenbeanspru-

chung heißt  $K_{op}$ . Ab Erreichen des unteren Umkehrpunktes  $K_{min}$  steigt die Beanspruchung wieder an. Eine Öffnung des Risses erfolgt aber erst bei Erreichen des Punktes  $K_{op}$ . Der für das Risswachstum verantwortliche Anteil der Beanspruchungsamplitude ist der effektive Spannungsintensitätsfaktor  $\Delta K_{eff} = K_{max} - K_{op}$ .

Erstmals ausführlich beschrieben wurde der Effekt des Risssschließens von Elber [28]. Das vorzeitige Risssschließen ist auf verschiedene Ursachen zurückzuführen. Das plastizitätsinduzierte Risssschließen als wichtigste Ursache wird durch plastische Dehnungen an der Risspitze und den anschließenden Flankenbereichen verursacht. Infolge der dabei verursachten irreversiblen Verformungen treffen die Rissflanken beim Schließen eher aufeinander als der untere Umkehrpunkt der Beanspruchung erreicht ist. Weitere Ursachen sind das rauigkeitsinduzierte und oxidinduzierte Risssschließen.

Pippan und Hohenwarter geben in [79] eine ausführliche Darstellung des Standes der Wissenschaft zu diesem Thema. Entsprechend dieser Zusammenfassung gibt es für die Beschreibung des plastizitätsinduzierten Risssschließens mehrere analytische Modelle. Diese liefern sehr gute Ergebnisse für den ebenen Spannungszustand. Für das rauigkeits- und oxidinduzierte Risswachstum gibt es keine analytischen Modelle mit Relevanz für die praktische Anwendung. In der Praxis hat sich das im folgenden Absatz beschriebene, empirische Modell bewährt.

Durch Newman [74] erfolgte eine empirisch gefundene Beschreibung von  $K_{op}$  in Abhängigkeit des Beanspruchungsverhältnisses  $R$ , des Plastifizierungsgrades  $\sigma_{max}/\sigma_{yield}$  und des Spannungszustandes (EVZ oder ESZ). Diese Beschreibung wurde von Forman [31] weiterentwickelt und findet unter der Bezeichnung NASGRO – Gleichung (3.24) in dem gleichnamigen Computerprogramm Verwendung.

$$\frac{da}{dN} = C_{FM} \cdot \left[ \left( \frac{1 - \gamma}{1 - R} \right) \cdot \Delta K \right]^{m_{FM}} \frac{\left( 1 - \frac{\Delta K_{th}}{\Delta K} \right)^{p_{FM}}}{\left( 1 - \frac{K_{max}}{K_C} \right)^{q_{FM}}} \quad (3.24)$$

mit

$$\gamma = \frac{K_{op}}{K_{max}} = A_0 + A_1 \cdot R + A_2 \cdot R^2 + A_3 \cdot R^3 \quad (3.25)$$

und

$$A_0 = \left( 0,825 - 0,34 \cdot \alpha + 0,05 \cdot \alpha^2 \right) \cdot \left[ \cos \left( \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{yield}} \right) \right]^{\frac{1}{\alpha}} \quad (3.26)$$

$$A_1 = (0,415 - 0,071\alpha) \frac{\sigma_{max}}{\sigma_Y} \quad (3.27)$$

$$A_2 = 1 - A_0 - A_1 - A_3 \quad (3.28)$$

$$A_3 = 2 \cdot A_0 + A_1 - 1 \quad (3.29)$$

Der zweite Teil der Gleichung (3.24) mit den Exponenten  $p_{FM}$  und  $q_{FM}$  beschreibt den Übergang der Paris-Geraden zum Schwellenwert bzw. in den Risszähigkeitsbereich. Als Vergleichsgröße zu den bereits beschriebenen Modellen der  $R$ -Abhängigkeit ist hier jedoch der Term:

$$M_{FM} = \left( \frac{1 - \gamma}{1 - R} \right) \quad (3.30)$$

von Interesse. In Abb. 3.26 sind die Faktoren für die  $R$ -Abhängigkeit unterschiedlicher Modelle gegenübergestellt.

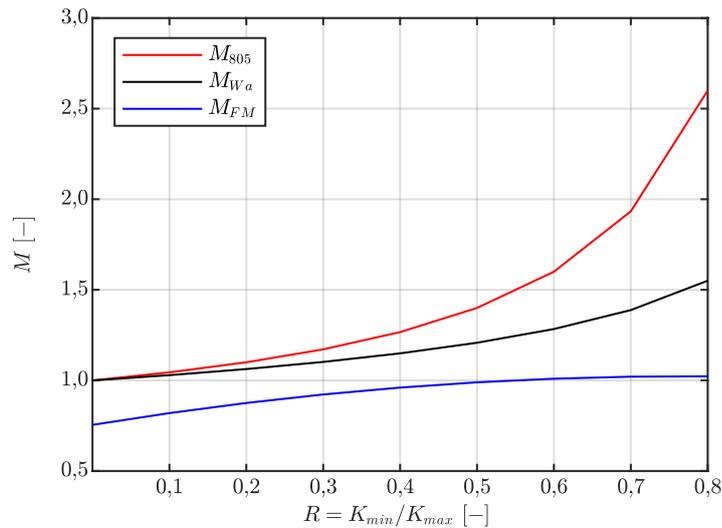


Abbildung 3.26.: Vergleich der Faktoren zur Berücksichtigung des R-Verhältnisses

Bei der Auswertung der Formeln 3.24 und 3.25 wurde entsprechend der Hinweise bei Sander [83, S.118] mit einem konstanten Plastifizierungsfaktor  $\sigma_{max}/\sigma_Y = 0,3$  und mit einem Faktor  $\alpha = 3$  für den ebenen Spannungszustand gerechnet. Die Bestimmung der Paris-Parameter durch lineare Regression, der um den Faktor  $M_{FM}$  modifizierten Messwerte erfolgte nach der ML-Methode, wie im vorangegangenen Abschnitt beschrieben. Die nach der NASGRO-Gleichung ermittelten Paris-Werte lauten:  $m_{MF} = 4,28$  und  $C_{FM} = 1,81e - 10$  für  $\Delta K$  in  $[\text{MPa} \cdot \sqrt{\text{m}}]$ . Die Standardabweichung für die geschätzte Verteilung von  $C_{FM}$  beträgt  $\hat{s} = 0,16$ .

### 3.3.2.6. Modellvorschlag zur Berücksichtigung der $R$ -Abhängigkeit des Paris-Exponenten

Die bisher vorgestellten Modelle zur Berücksichtigung des Spannungsverhältnisses sind dadurch gekennzeichnet, dass der Spannungsintensitätsfaktor  $\Delta K$  mit einem  $R$ -abhängigen Faktor multipliziert wird. Verschiedene Spannungsverhältnisse ergeben damit parallele Paris-Geraden. Die Korrelation der Paris-Parameter  $C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  untereinander, die in den hier vorgestellten Versuchsergebnissen in Übereinstimmung mit den Ergebnissen anderer Autoren aufgezeigt wurde, bleibt dabei unberücksichtigt. Aus diesem Grund wird ein Modell vorgestellt, welches sowohl die Korrelation zwischen den Paris-Parametern als auch die Abhängigkeit des Paris-Exponenten  $m_{Pa}$  vom Spannungsverhältnis  $R$  berücksichtigt.

Durch Einsetzen der Gleichungen 3.16 und 3.15 in 2.2 erhält man:

$$\frac{da}{dN} = A \cdot \left( \frac{1}{\Delta K_0} \cdot \Delta K \right)^{(m_{Pa;R=0} + \beta_1 \cdot R)} \quad (3.31)$$

Die drei beschriebenen Modelle zur Berücksichtigung von  $R$  unterscheiden sich grundlegend von dem neuen Modellvorschlag. Den konventionellen Methoden liegt der Gedanke zu Grunde, dass die Neigung der Paris-Geraden unabhängig vom Spannungsverhältnis ist. Die stochastische Größe ist die Paris-Konstante  $C_{Pa}$ , die sich für unterschiedliche  $R$ -Werte in einer Parallelverschiebung der Paris-Geraden auswirkt. Bei dem hier vorgestellten Modell ist jedoch der Paris-Exponent  $m_{Pa}$  diejenige Größe, die einer stochastischen Verteilung unterliegt.

Um die Modelle direkt miteinander vergleichen zu können, werden im Folgenden die Ergebnisse von Rissfortschrittsberechnungen, die mit Hilfe der unterschiedlichen Modellansätze durchgeführt werden, gegenübergestellt. Die Berücksichtigung zufälliger Kombinationen von Eingangsparametern erfolgt mit Hilfe von Monte-Carlo-Simulationen.

Entsprechend der Verteilungsfunktionen der stochastischen Größen für jedes Modell werden zufällige Werte generiert. Für jeden generierten Datensatz wird eine Risswachstumsberechnung mit den gleichen Randbedingungen für das Rissmodell, die Startrisstiefe, die Endrisstiefe und die zyklische Bauteilbeanspruchung durchgeführt. Es werden außerdem mit den versuchstechnisch bestimmten Paris-Parametern Risswachstumsberechnungen durchgeführt. Für jedes Modell wird der Verteilung der berechneten Lastwechselzahlen aus den Modellberechnungen die Verteilung der Lastwechselzahlen aus den Berechnungen mit den Messwerten gegenübergestellt. Mit Hilfe einer Teststatistik wird anschließend die Güte der einzelnen Modelle hinsichtlich ihrer Repräsentation der Messwerte bewertet.

Die Verteilung der  $R$ -Verhältnisse in der Stichprobe der Messergebnisse beträgt

$n_{R=0,1} = n_{R=0,3} = n_{R=0,5} = 6$ . Dies entspricht einer Rechteckverteilung von  $R$  im Intervall  $[0; 0,6]$ . Die Zufallswerte von  $R$  werden für alle Modellansätze nach dieser Verteilung generiert. In Tabelle 3.7 sind für alle stochastischen Größen die Verteilungsfunktionen und die verwendeten Parameter aufgelistet, die in der Monte-Carlo-Simulation zur Anwendung kommen.

Tabelle 3.7.: Eingangswerte für die Monte-Carlo-Simulation

Modell	stochastische Größe	Verteilung	Parameter	
alle Modelle	$R$	Rechteck $(a_R, b_R)$	$a_R = 0$	$b_R = 0,6$
Modellvorschlag	$A$	Normal $(\bar{X}, s)$	$\bar{X} = 1,7e - 5$	$s = 2e - 6$
	$m_{Pa}$ (Residuen)	Normal $(\bar{X}, s)$	$\bar{X} = 0$	$s = 0,28$
Walker	$C_{Wa}$	Lognormal $(\bar{X}, s)$	$\bar{X} = -22,63$	$s = 0,165$
Ril 805	$C_{805}$	Lognormal $(\bar{X}, s)$	$\bar{X} = -22,05$	$s = 0,118$
NASGRO	$C_{FM}$	Lognormal $(\bar{X}, s)$	$\bar{X} = -22,43$	$s = 0,16$

Die Berechnung erfolgt auf mehreren Spannungsniveaus jeweils für ein Einstufenkollektiv. Für jedes der untersuchten Modelle werden  $2e+3$  Simulationen durchgeführt. In Abbildung 3.27 ist das verwendete Rissmodell dargestellt. Für die Berechnung der Spannungsintensitätsfaktoren kommt die von Führung [33] aufbereitete K-Lösung (siehe Abschnitt 4.3) auf Grund der einfachen Programmierbarkeit zur Anwendung.

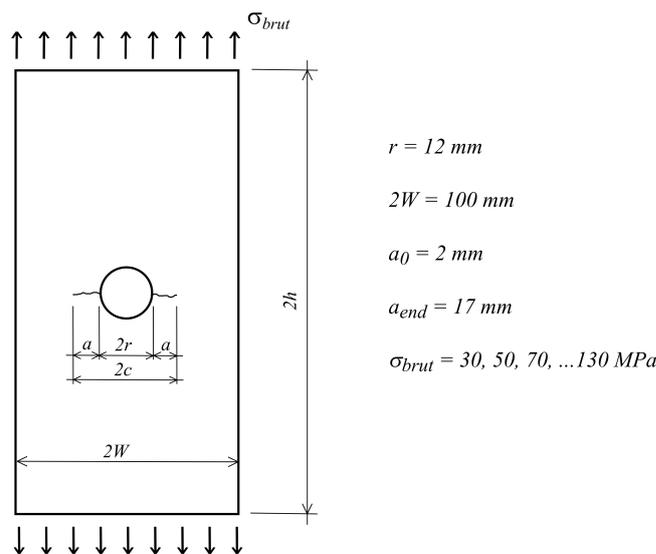


Abbildung 3.27.: Rissmodell für die Simulationsrechnung nach [33]

Abbildung 3.28 zeigt die Ergebnisse der Monte-Carlo-Simulation der vier untersuchten Modelle für eine Bruttonormalspannung von 50 MPa. Für das neue Modell lässt sich anhand der Darstellungen die größte Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Rissfortschrittsberechnungen auf Grundlage des Modells und der experimentell ermittelten Werte feststellen.

Die statistische Bewertung erfolgt mit dem Wilcoxon-Mann-Whitney-Test. Mit Hilfe dieses Tests wird untersucht, ob zwei unabhängige Stichproben zur gleichen Grundgesamtheit gehören. Das heißt, dass sie unter der Voraussetzung gleicher Verteilungsform und Streuung den gleichen Median besitzen. Getestet wird dabei, dass ein zufällig gewählter Wert aus der einen Stichprobe die gleiche Wahrscheinlichkeit besitzt, größer oder kleiner zu sein als ein zufälliger Wert aus der anderen Stichprobe. Die Hypothesen lauten:  $H_0 : P_{WMW}(N_{Modell} > N_{Versuch}) = P_{WMW}(N_{Modell} < N_{Versuch})$  und  $H_1 : P_{WMW}(N_{Modell} > N_{Versuch}) \neq P_{WMW}(N_{Modell} < N_{Versuch})$ .

Für den neuen Modellvorschlag kann die Nullhypothese für den Vergleich auf allen sechs untersuchten Spannungsniveaus beibehalten werden ( $p = 0,87$ ). Für die konventionellen Modelle nach Walker, NASGRO bzw. nach Ril 805 muss die Nullhypothese jedoch für alle untersuchten Spannungsniveaus verworfen werden ( $p < 1e - 3$ ).

### 3.3.2.7. Bestimmung charakteristischer Materialkennwerte für den Rissfortschritt unter Einbeziehung von Versuchsergebnissen aus der Literatur

Das mit Gleichung (3.31) formulierte Modell zur Berechnung des Rissfortschrittes unter Berücksichtigung des Beanspruchungsverhältnisses und der Korrelation der Paris-Parameter zeigt eine sehr gute Repräsentation der experimentell bestimmten Rissfortschrittsparameter. Die in dem Modell enthaltenen stochastischen Größen sind der Korrelationsparameter  $A$  aus Gleichung (3.15) und der Paris-Exponent  $m_{Pa}$ . In diesem Abschnitt sollen die Parameter der Verteilungsfunktionen bezogen auf die Grundgesamtheit sowie charakteristische Werkstoffkennwerte ermittelt werden. Für die gemeinsame statistische Auswertung eignen sich die Versuchsergebnisse von de Jesus [51] und Han [40], da dafür die Versuchsrandbedingungen ausreichend genau dokumentiert sind.

Die in Abbildung 3.22 dargestellte Regressionsgerade wurde für die eigenen experimentellen Ergebnisse ermittelt. Der in Tabelle 3.7 angegebene Wert für  $A$  gibt einen Mittelwert  $\bar{X}$  für die Stichprobe an.

Für die Bestimmung der charakteristischen Werte wird die Stichprobe um die Versuchsergebnisse aus [40, 51] erweitert. Somit stehen  $n = 21$  Werte zur Verfügung. Die Regressionsgerade für die erweiterte Stichprobe hat für den Parameter  $A$  den Mittelwert  $\bar{X} = 1,245e - 5$ , die Varianz der Stichprobe lautet  $s^2 = 4,4e - 12$ . Als Schätzer für den Mittelwert wird die obere

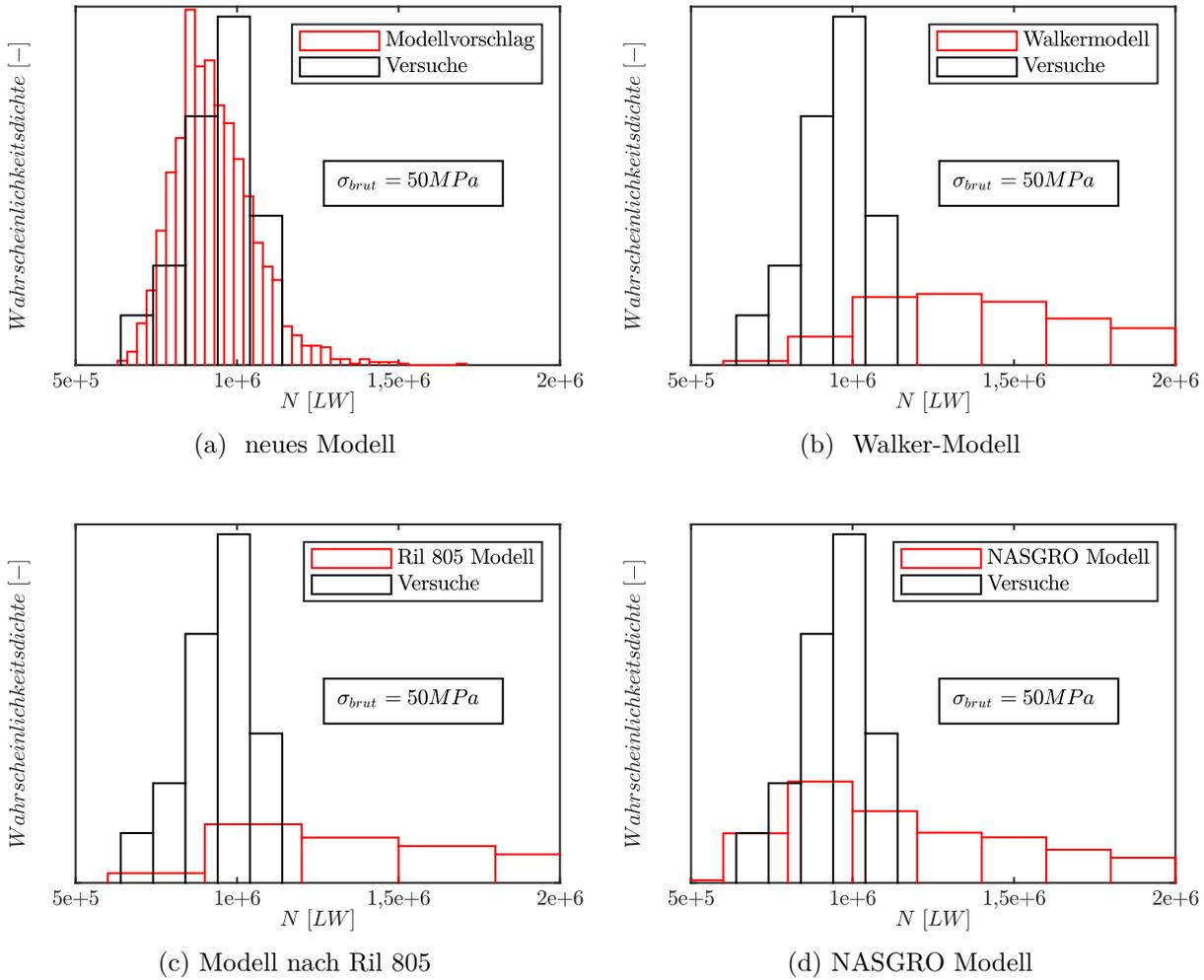


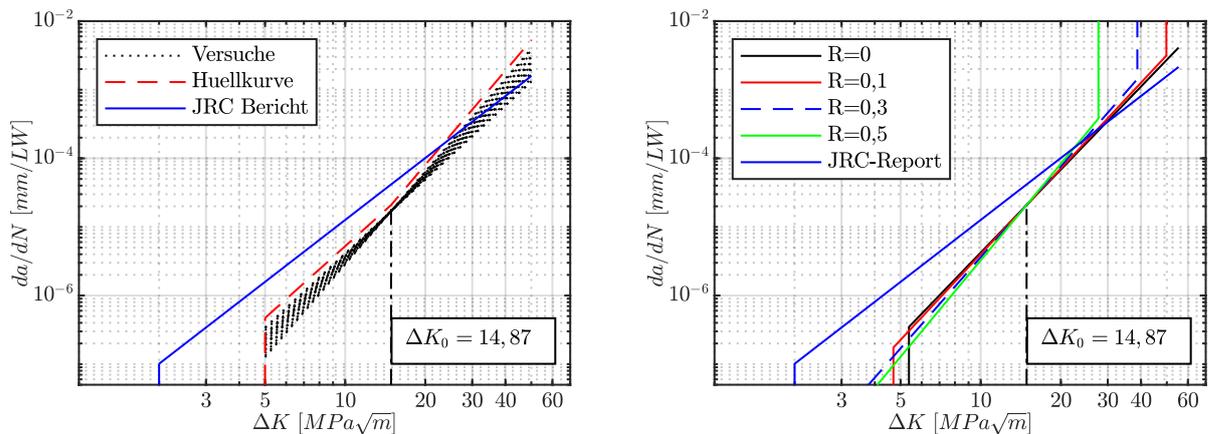
Abbildung 3.28.: Ergebnisse der Simulationsrechnung

Konfidenzgrenze verwendet. Die Bestimmung erfolgt nach Gleichung (3.9). Die Vorgehensweise wurde im Abschnitt 3.2.3.3 erläutert. Als Schätzwert für den Parameter  $A$  ergibt sich damit  $\hat{X} = 1,73e - 5$ . Unter der Annahme, dass die Streuung der Grundgesamtheit der Streuung der Stichprobe entspricht, beträgt der charakteristische Wert des Korrelationsparameters  $A_k = 2,08e - 5$ .

Aus der Streuung von  $m_{Pa}$  resultiert ein Geradenbündel mit einem theoretischen Schnittpunkt bei  $\Delta K_0$  (vgl. Abbildung 3.29a).  $\Delta K_0$  ist Teil der Korrelationsbeziehung nach Gleichung (3.15). Dieser Zusammenhang hat entscheidende Auswirkungen auf die bruchmechanische Bauteilbeurteilung. Für Risspitzenbeanspruchungen  $\Delta K < \Delta K_0$  verursachen geringere Anstiege  $m$  größere Rissfortschrittsraten  $da/dN$ . Oberhalb von  $\Delta K_0$  resultieren aus steileren Anstiegen von  $m$  größere Rissfortschrittsraten. Demzufolge ist bei der Festlegung charakteristischer Werte für  $\Delta K < \Delta K_0$  der 5%-Quantilwert der Verteilung von  $m_{Pa}$  zu verwenden und für  $\Delta K > \Delta K_0$  der 95%-Quantilwert.

Für die Bestimmung des charakteristischen Wertes des Paris-Geradenanstieges  $m_{Pa}$  ist die Einbeziehung der Literaturwerte nicht möglich, da die  $R$ -Verhältnisse der Versuchsdurchführung in den Literaturquellen nicht angegeben sind. Die Bestimmung charakteristischer Werte erfolgte deshalb nur auf der Basis der eigenen Versuche. Der Mittelwert der Stichprobe von  $m_{R=0}$  beträgt  $\bar{X} = 4,02$  (s. Abschnitt (3.3.2.4)). Der Anstieg der Regressionsgeraden nach Gleichung (3.16) beträgt  $\beta_1 = 1,31$ . Das Konfidenzintervall für den Mittelwertschätzer wird nach Gleichung (3.9) bestimmt und beträgt  $[3,94; 4,1]$ . Die Varianz der Grundgesamtheit wird wiederum mit der Varianz der Stichprobe gleichgesetzt und beträgt  $s^2 = 0,08$  ( $s = 0,28$ ). Dabei wird eine mögliche Änderung der Streuung in Abhängigkeit von  $R$  nicht berücksichtigt. Abbildung 3.23a legt die Vermutung nahe, dass mit zunehmenden  $R$  die Varianz abnimmt. Um diesen Effekt statistisch nachzuweisen wäre jedoch eine größere Probenanzahl erforderlich.

Die  $R$ -Abhängigkeit der Paris-Geraden für den Mittelwert von  $m_{Pa}$  ist in Abbildung 3.29b dargestellt. In den Abbildungen 3.29a und 3.29b ist jeweils die im JRC-Bericht [57] empfohlene Paris-Gerade ( $m_{Pa} = 3$ ;  $C_{Pa} = 1,27e - 8$ ) mit dargestellt.



(a) Paris-Geraden der Versuchsergebnisse und charakteristische Werte ( $R = 0$ )      (b)  $R$ -Abhängigkeit der Risswachstumsgeraden

Abbildung 3.29.: Risswachstumsgeraden auf Grundlage der Versuchsergebnisse

Die charakteristischen Werte für die Paris-Parameter sind in Tabelle 3.8 zusammengefasst. Die angegebenen  $C_{Pa}$ -Werte wurden dabei mit dem charakteristischen Wert für  $A$  in Gleichung (3.15) bestimmt.

Tabelle 3.8.: charakteristische Werte für die Paris-Parameter ( $R = 0$ )

	$m_{Pa,k}$	$C_{Pa,k}$
$< \Delta K_0$	3,48	$1,74e - 9$
$> \Delta K_0$	4,56	$9,35e - 11$

Die in Tabelle 3.8 angegebenen Werte gelten unter folgenden Voraussetzungen:

- Es werden Risse untersucht, die am Nietlochrand entstehen.
- Die Nietlöcher liegen in Bereichen , in denen üblicherweise Seigerungszoneen vorhanden sind.

Für Risse, die am Querschnittsrand initiiert werden, gelten diese Voraussetzungen nicht.

## 4. Numerische Untersuchungen

Das Ziel der in diesem Kapitel beschriebenen numerischen Untersuchungen besteht darin, den Einfluss der Nietklemmspannung auf die Rissspitzenbeanspruchung rechnerisch zu bestimmen. Dazu wird in folgender Weise vorgegangen. Zunächst werden die Grundlagen der numerischen Ermittlung bruchmechanischer Kenngrößen erläutert. Im darauffolgenden Abschnitt erfolgen eine Einteilung und Charakterisierung der ermüdungsgefährdeten Konstruktionsdetails von Eisenbahnbrücken.

Für praktische Anwendungsfälle stehen für eine Vielzahl von Geometrie- und Lastkonfigurationen analytisch aufbereitete Lösungen zur Bestimmung der Rissspitzenbeanspruchung zur Verfügung, z.B. in [9, 73]. Diese Lösungen dienen bei der numerischen Untersuchung als Vergleich und Verifizierung. Die auf Nietkonstruktionen anwendbaren Lösungen werden vorgestellt. Daran anschließend erfolgt die Herleitung und Vorstellung eines numerischen Modells für genietete Konstruktionsdetails, das sowohl die Nietklemmspannung als auch den Reibkontakt zwischen den einzelnen Komponenten der Konstruktionsdetails enthält. Das numerische Modell wird mit Hilfe von Versuchen validiert. Abschließend wird mit dem validierten Modell eine umfangreiche FEM-Parameterstudie durchgeführt. Die Ergebnisse der Studie werden so aufbereitet, dass sie in bruchmechanischen Risswachstumsberechnungen verwendet werden können.

### 4.1. Grundlagen für die numerische Ermittlung bruchmechanischer Kenngrößen

Der maßgebende bruchmechanische Beanspruchungsparameter für Risswachstumsberechnungen im Bereich der LEBM ist der Spannungsintensitätsfaktor  $K$ . Bei der numerischen Berechnung rissbehafteter Strukturen stellt die zutreffende Modellierung der Umgebung der Rissspitze eine besondere Herausforderung dar. Abbildung 4.1 zeigt schematisch den Verlauf der Spannung vor der Rissspitze für eine unendlich ausgedehnte Scheibe mit innen liegendem Riss. Die Spannung im radialen Abstand  $r_y$  von der Rissspitze hat einen hyperbelförmigen Verlauf, der durch  $1/\sqrt{r_y}$  gekennzeichnet ist und damit an der Rissspitze eine Singularität darstellt.

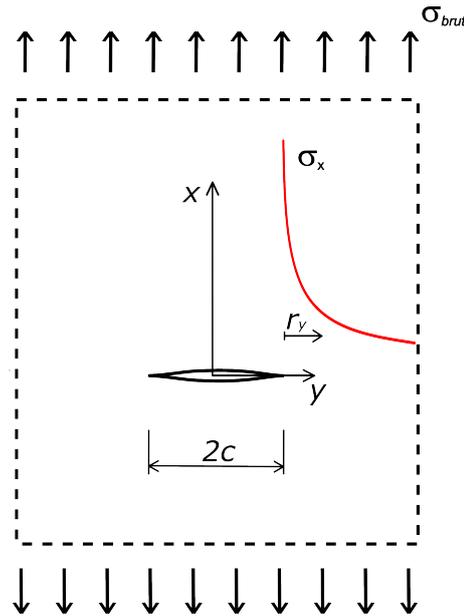


Abbildung 4.1.: Schematische Darstellung des Spannungsverlaufs vor der Risspitze

Die Höhenlage der Hyperbel wird durch den Spannungsintensitätsfaktor  $K$  beschrieben (vgl. Radaj [80, S. 338]). Damit existiert eine sehr anschauliche Erklärung des Spannungsintensitätsfaktors.

Die numerische Beschreibung des Bereiches um die Risspitze mit regulären 8-Knoten Schalelementen für ebene Systeme bzw. 20-Knoten Volumelementen für räumliche Systeme führt nicht zu befriedigenden Ergebnissen. Aus diesem Grund wurden spezielle Risspitzelemente entwickelt, die eine  $1/\sqrt{r_y}$ -Singularität nachbilden können. Eine gebräuchliche Variante sind kollabierte Viereckelemente. Die Darstellung in Abbildung 4.2 wurde von Kuna [59, S.195] übernommen und zeigt den prinzipiellen Aufbau dieses Elementtypes für den zweidimensionalen Fall.

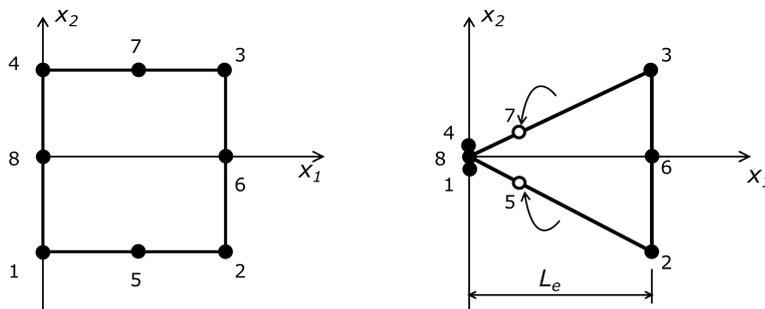


Abbildung 4.2.: Kollabiertes isoparametrisches 8-Knoten-Viereckelement (nach [59])

Die Knoten vier und eins des links dargestellten Elementes werden so modifiziert, dass sie mit dem Mittelknoten acht der Seite zusammenfallen. Die Elementseite kollabiert damit. Gleichzeitig werden die Mittelknoten fünf und sieben in die Viertelpunkte der Element-

seiten verschoben. Durch die Verschiebung der Mittelknoten ist es möglich, den radialen  $1/\sqrt{r}$ -Verlauf des Rissspitzenfeldes abzubilden ([59, S. 192]. Das so entstandene Element mit dreieckiger Grundfläche kann radial um die Rissspitze angeordnet werden (vgl. Abbildung 4.3).

Alle im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Untersuchungen erfolgen mit dem Modul Mechanical APDL des Programmsystems ANSYS [1]. Der in der Elementbibliothek des Programms enthaltene Typ SOLID186 kann mit den beschriebenen Eigenschaften für Rissspitzenelemente adaptiert und verwendet werden.

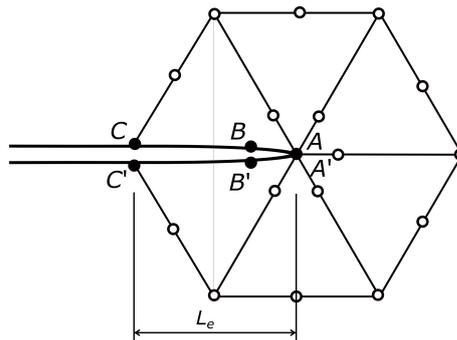


Abbildung 4.3.: Ermittlung der Rissuferverschiebung mit 2D Rissspitzenelementen ([59, S.203]

Für die Bestimmung bruchmechanischer Rissspitzenparameter stehen drei unterschiedliche Prinzipien zur Verfügung. Das erste Prinzip basiert auf der Auswertung der Verformung der Rissufer. Hierzu existieren wiederum verschieden Auswertemethoden, die von Lim [63] untersucht und bewertet werden. Die Autoren der Studie kommen zu dem Schluss, dass die Quarter-Point-Displacement-Methode (QPDM) die genauesten Ergebnisse liefert.

In Abbildung 4.3 ist die Rissuferverschiebung für die Punkte C, C' erkennbar. Der Auswertalgorithmus entsprechend der QPDM ist in [59, S. 201] beschrieben. Im Programmsystem ANSYS steht der Auswertalgorithmus mit der Funktion *KCALC* zur Verfügung. Diese wird im Postprozessor-Modul des Programms ausgeführt.

Das zweite Prinzip beruht auf der Auswertung des Verformungsfeldes um die Rissspitze. Den theoretischen Hintergrund dazu liefert die Definition des J-Integrals (Abbildung 4.4):

$$J = \int_{\Gamma} \left( \bar{U} dy - \vec{\sigma} \frac{\partial \vec{u}}{\partial x} d\Gamma \right) \quad (4.1)$$

mit

$$\bar{U} = \int_0^{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij} \quad (4.2)$$

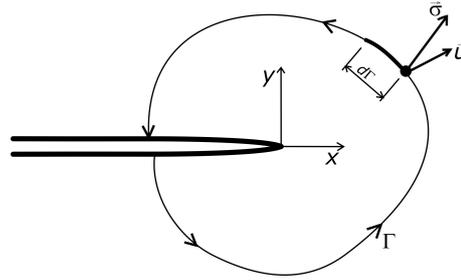


Abbildung 4.4.: Definition des J-Integrals (nach [83])

Das J-Integral wurde erstmals von Rice [82] eingeführt. Es beschreibt den Unterschied der potentiellen Energie einer gerissenen Struktur mit der Risstiefe  $a$  bei einer Risstiefenvergrößerung um  $\Delta a$  [93, S.308]. Das J-Integral ist daher auch mit der Energiefreisetzungsrate  $G$  gleichzusetzen:

$$J = G = \frac{d\Pi}{da \cdot t_{blech}} \tag{4.3}$$

Gleichung (4.1) entspricht einer Beschreibung der Änderung des Energiepotentials durch eine lokale Betrachtung des Bereiches um die Rissspitze.  $\Gamma$  stellt den Integrationsweg um die Rissspitze im mathematisch positiven Richtungssinn zwischen den beiden Risssufern dar. Der Pfad des Integrationsweges kann dabei beliebig verlaufen. Der Term  $\bar{U}$  aus Gleichung (4.2) kennzeichnet die Formänderungsenergie pro Volumeneinheit, also die Formänderungsenergiegedichte. Die Größe  $\vec{\sigma}$  entspricht dem Spannungsvektor und  $\vec{u}$  dem Verschiebungsvektor auf dem Integrationsweg  $\Gamma$ .

Im Programmsystem ANSYS ist die Auswertung des Verformungsfeldes vor der Rissspitze mit der Funktion *CINT* [3] implementiert. Die Anwendung der Funktion erfordert u.a. die Vernetzung der Rissspitze mit Rissspitzelementen, die Definition eines Koordinatensystems mit bestimmten Merkmalen an der Rissspitze sowie die Angabe mehrerer Integrationswege (Konturen).

Unter der Voraussetzung von linear-elastischem Materialverhalten besteht folgender Zusammenhang zwischen J-Integral und Spannungsintensitätsfaktor:

$$K = \sqrt{J \cdot E} \tag{4.4}$$

Die Ermittlung von  $K$  oder  $J$  mit Hilfe der Funktion *CINT* erfolgt im Solver-Modul von ANSYS. Wesentliche Bedeutung erlangt das J-Integral als Beanspruchungsparameter in elastisch-plastischen Bruchmechanik (EPBM), die im Rahmen dieser Arbeit aber nicht behandelt wird.

Das dritte Prinzip zur Bestimmung bruchmechanischer Risspitzenparameter beruht ebenfalls auf der Betrachtung der Energieänderung des gerissenen Systems. Bei einer Änderung der Risstiefe  $a$  um  $\Delta a$  ändert sich, wie mit Gleichung (4.3) beschrieben, die potentielle Energie des Systems. Die Änderung von  $\Delta\Pi$  kann sowohl über die Bestimmung der äußeren Arbeit erfolgen als auch über die innere Formänderungsarbeit der gesamten Struktur. In jedem Fall sind zwei Berechnungen, einmal mit der Risstiefe  $a$  und einmal mit der Risstiefe  $a + \Delta a$  erforderlich. Diese Vorgehensweise entspricht einer globalen Energiebetrachtung.

Eine lokale Energiebetrachtung geht von der Annahme aus, dass die erforderliche Energie einen Riss um  $\Delta a$  zu vergrößern genauso groß sein muss wie einen Riss der Tiefe  $a + \Delta a$  um  $\Delta a$  zu verkleinern. Die Bestimmung der entsprechenden Beträge der Formänderungsarbeit erfolgt über die Knotenkräfte und Verschiebungen an der Risspitze für zwei korrespondierende Systeme. Abbildung 4.5 enthält eine Prinzipdarstellung nach [59].

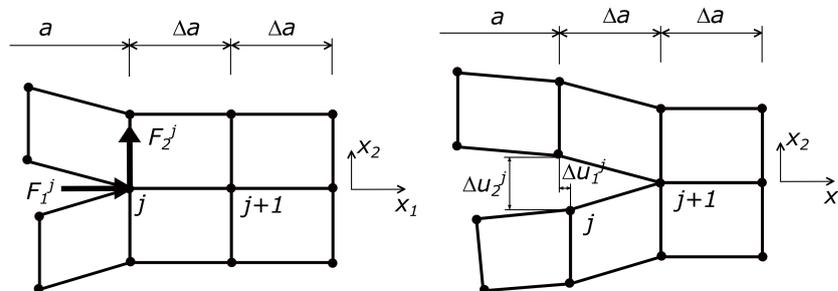


Abbildung 4.5.: Prinzip des virtuellen Risschließens nach [59]

Im Programmsystem ANSYS ist das Prinzip als Funktion *VCCT* (Virtual Crack Closure Technique) implementiert. Wie man aus der Abbildung 4.5 entnehmen kann, ist für diese Auswertungsmethode keine Vernetzung der Risspitze mit radial angeordneten Risspitzen-elementen erforderlich.

Bei allen im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten numerischen Berechnungen wurden die Risspitzenparameter mit Hilfe der QPDM und der J-Integralmethode bestimmt und die Ergebnisse auf Übereinstimmung überprüft. Da die *VCCT*-Methode andere Bedingungen an die Vernetzung der Modelle stellt, fand sie im Rahmen der Untersuchungen keine Anwendung.

## 4.2. Einteilung und Charakterisierung genieteteter Verbindungen

Niete im konstruktiven Stahlbau können entsprechend ihrer Funktion in Kraftniete und Heftniete unterschieden werden. Diese begriffliche Unterscheidung findet sich sowohl in his-

torischen Vorschriften z.B. in [105] als auch in aktuellen Regelungen. Für Heftniete enthält [17] folgende anschauliche Definition: „Konstruktiv angeordnete Niete ohne Kraftübernahme für den Zusammenschluss einzelner Bauteile zu einem Gesamtbauteil und zur Reduzierung der Spaltmaße“.

Von den Heftnieten zu unterscheiden sind Niete, die über Scher-Lochleibungsbeanspruchung planmäßig Kräfte übertragen und deswegen als Kraftniete bezeichnet werden. Collette hat in [14, S.68] eine umfangreiche Systematik genieteteter Verbindungen zusammengestellt und unterscheidet u.a. direkte Stoßverbindungen von Laschenverbindungen, die entweder symmetrisch oder unsymmetrisch ausgeführt werden können.

Die Richtlinien 805 [85] nimmt bei den Anwendungsregeln des Nennspannungskonzeptes sinngemäß über die Kerbfalleinteilung auf die unterschiedliche Beanspruchungssituation in Nietverbindungen Bezug.

Ausgehend von den am häufigsten auftretenden Konstruktionsdetails wird eine Einteilung von Nietverbindungen mit Bezug zur Art der Kraftübertragung vorgenommen. Es werden die vier in Abbildung 4.6 dargestellten Nietverbindungstypen unterschieden. Diese vier Verbindungstypen sollen in den folgenden Abschnitten hinsichtlich der Risspitzenbeanspruchung bewertet werden. Dabei wird jeweils eine Rissinitiierung an der Stelle der größten Kerbspannung unterstellt.

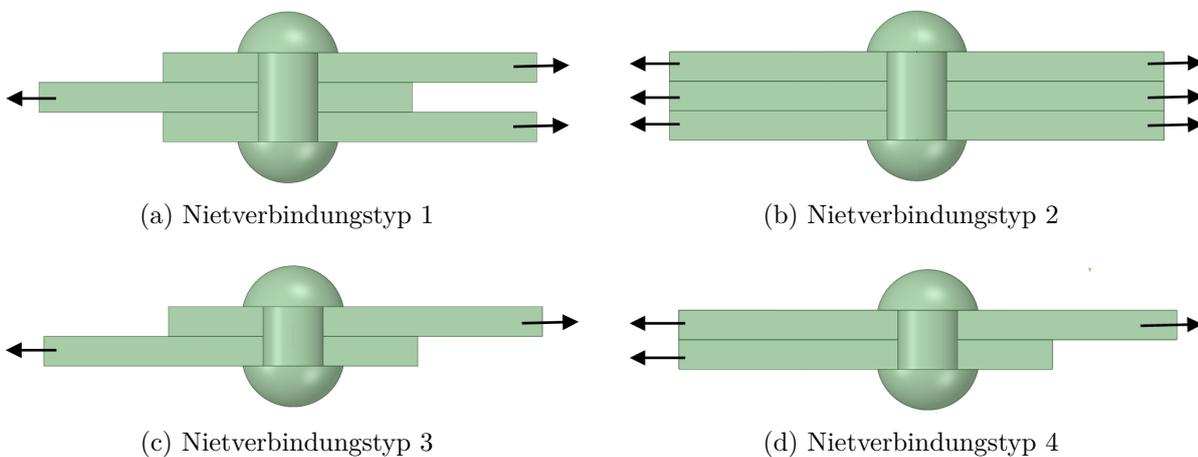


Abbildung 4.6.: Typisierung von Nietverbindungen entsprechend ihrer Beanspruchungsübertragung

Der Verbindungstyp eins (Abbildung 4.6a) stellt eine Kraftnietverbindung dar. Die gesamte Beanspruchung der angeschlossenen Konstruktionsteile wird über Scher-Lochleibungsspannung übertragen. Die Stelle der größten Kerbspannung, an der eine Ermüdungsrissinitiierung am wahrscheinlichsten ist, befindet sich im mittleren Blech am Nietlochrand. Das dargestellte Prinzip kann man z. B. am Vollstoß von Gurtstäben von Fachwerken finden. Hinsichtlich

der Detektierbarkeit von Ermüdungsrissen ist dieser Verbindungstyp als sehr ungünstig zu bewerten, da der auftretende Riss an beiden Oberflächen des Risses von den anliegenden Blechen verdeckt ist. Mit der Darstellung in Abbildung 4.6a soll das Prinzip der Beanspruchungsübertragung verdeutlicht werden. Anschlüsse mit nur einem Niet kommen im Eisenbahnbrückenbau nahezu nicht vor. Bei mehreren hintereinanderliegenden Nieten wird an jedem Niet nur ein Teil der Stabkraft angeschlossen. Der andere Teil verbleibt im anzuschließenden Bauteil bis zum nächsten Niet in der Reihe.

Der Verbindungstyp zwei (Abbildung 4.6b) stellt eine Heftnietverbindung dar. Die Leibung des Nietloches bleibt theoretisch frei von Kontaktspannungen. Der Verbindungstyp ist zum Beispiel bei der Verbindung mehrerer Gurtplatten zu einem Gurtquerschnitt anzutreffen. Handelt es sich dabei allerdings um Gurte von Biegeträgern, findet auch planmäßige Kraftübertragung am Lochrand infolge der angeschlossenen Schubkräfte statt. Für diesen Verbindungstyp wurden mit Bezug auf genietete Eisenbahnbrücken von Hensen [42, S.124] die Rissmodelle des Blechstreifens mit endlicher Breite und mittig liegendem Innenriss, des Blechstreifens mit endlicher Breite und einseitigem Randanriss und des Blechstreifens mit endlicher Breite und symmetrischen Randrissen vorgeschlagen. Die Anpassung an die konkreten konstruktiven Randbedingungen für eine Vielzahl von für Eisenbahnbrücken typischen Stahlbaudetails nimmt er in der Regel über die Korrektur der Breite des Rissmodells vor. Die Vorgehensweise findet Anwendung bei dem in der Richtlinie 805 geregeltem Betriebszeitintervallnachweis [85, Anh.7] und wurde im Rahmen der Überarbeitung der Richtlinie überprüft [69]. Die Formel zur Beschreibung der Korrekturfunktionen  $Y$  der genannten Rissmodelle finden sich z.B. in [9, 73].

Der Verbindungstyp drei (Abbildung 4.6c) ist die unsymmetrische Variante zu Verbindungstyp eins. Er kommt zum Beispiel beim Anschluss von Fachwerkdiagonalen vor. Auch hier gilt, dass die Beanspruchungsübertragung mit einem einzelnen Niet nicht praxisrelevant ist, sondern im Sinne einer Grenzbetrachtung untersucht wird. Die Inspizierbarkeit ist für beide angeschlossene Bauteile gegeben.

Der Nietverbindungstyp vier (Abbildung 4.6d) stellt eine Mischform aus Typ zwei und Typ drei dar. Mit dem Modell soll dem häufig zu untersuchendem Fall beginnender Decklamellen in Biegeträgern Rechnung getragen werden. Ein Ermüdungsriss ist hier an dem durchlaufenden Blech zu erwarten. Bei einem einzelnen durchlaufenden Blech, so wie in Abbildung 4.6d dargestellt, ist eine Inspizierbarkeit gegeben. Bei Lamellenpaketen aus mehreren Blechen sind die Stellen der wahrscheinlichsten Rissinitierung jedoch auch durch anliegende Bleche verdeckt.

Ein Vergleich der Risspitzenbeanspruchungen für die vorgestellten Verbindungstypen erfolgt im nachfolgenden Abschnitt.

### 4.3. K-Lösungen für die Anwendung auf Nietverbindungen

Der mit Gleichung (2.1) definierte Spannungsintensitätsfaktor  $K$  setzt sich aus den beiden Faktoren  $\sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a}$  und  $Y$  zusammen. Der erste Faktor entspricht dem SIF für das Modell der unendlich ausgedehnten Scheibe mit innen liegendem Riss und konstanter äußerer Spannung (vgl. Abbildung 4.1). Dieses Rissmodell wird nach Alan Arnold Griffith, der die Formel für die Rissspitzenbeanspruchung herleitete, als Griffith-Riss bezeichnet.

Der zweite Faktor  $Y$  wird verwendet, um Randbedingungen, die von denen des Griffith-Risses abweichen, zu beschreiben. Diese beziehen sich in der Regel auf die Bauteilgeometrie oder auf die Lastkonstellation.

Im Geltungsbereich der LEBM gilt das Superpositionsgesetz, d.h. die SIF aus verschiedenen äußeren Belastungen können addiert werden. Ein Beispiel für die Bestimmung der Rissspitzenbeanspruchung an Lochstäben aus der Überlagerung verschiedener äußerer Belastungen gibt Newman [75].

Aufbauend auf den Ergebnissen von Newman [75] wurde von Ball [6] in einer umfangreichen Studie eine Zusammenstellung von Formeln zur Ermittlung von SIF für gerissene Lochbleche für eine Vielzahl von Geometrie- und Belastungsfällen veröffentlicht. Nach Abbildung 4.7 setzt sich der SIF für ein gerissenes Lochblech mit Lasteinleitung als Punktlast an der Lochleibung folgendermaßen zusammen:

$$K = \frac{1}{2} \cdot (K_{P_L} + K_R) \tag{4.5}$$

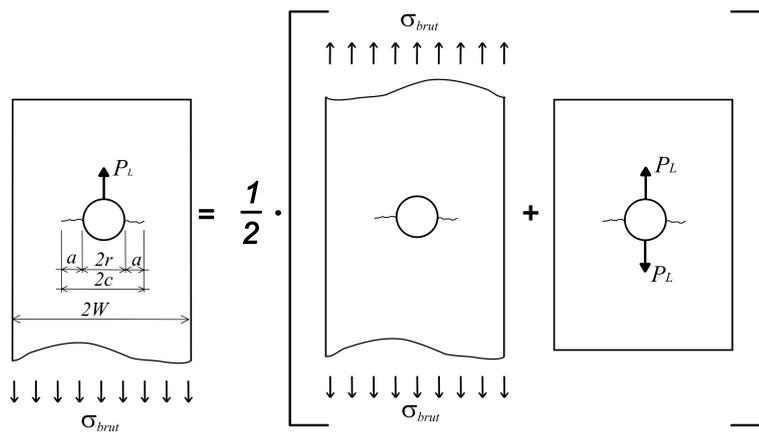


Abbildung 4.7.: Beanspruchungsüberlagerung im Geltungsbereich der LEBM nach [6]

$K_P$  steht dabei für den Anteil am SIF, der aus der Einzellast am Lochrand resultiert (point load) und  $K_R$  steht für den Anteil, der aus der gleichförmigen Last, die entfernt vom Verbindungsmittelloch angreift (remote stress). Beide Belastungsfälle müssen einen Einflussfaktor für die Breite des Lochbleches erhalten.

Für den Belastungsfall der Einzellast ist der Lochabstand in Krafrichtung von Bedeutung. Das von Ball [6] angegebene Rissmodell entspricht dem Verbindungstyp eins (Abbildung 4.6a). Die Formeln zur Berechnung der SIF sind im Anhang E angegeben. Die Originalformeln von Ball vereinfachen sich etwas, da nur der symmetrische Belastungsfall betrachtet wird. Für den Einfluss des Randabstandes in Krafrichtung wird auf die formelmäßige Aufbereitung von Sieber [94, S.86] zurückgegriffen.

Für den Fall des Lochbleches mit endlicher Breite und symmetrischer, gleichförmiger äußerer Belastung (siehe Abbildung 3.27) hat Führung [33] die Korrekturfaktoren  $Y$  formelmäßig aufbereitet. Der Faktor  $Y$  ist eine Funktion der Risstiefe  $a$ . Die K-Lösung nach Führung  $Y_{f\ddot{u}}(a)$  entspricht dem Nietverbindungstyp zwei (Bild 4.6b) und wird zur Verifizierung der eigenen FEM-Berechnung herangezogen. Die entsprechenden Formeln sind ebenfalls in Anhang E dokumentiert.

Zur Bewertung der Anwendbarkeit der beiden beschriebenen Rissmodelle für die Ermittlung von SIF in Nietverbindungen werden die Ergebnisse aus Formeln aus der Literatur den Ergebnissen aus FEM-Berechnungen gegenübergestellt. Die FEM-Modelle entsprechen den Darstellungen in Abschnitt 4.2. Alle Modelle wurden mit einer Breite  $2W = 100$  mm, einer Blechdicke von jeweils  $t_{blech} = 12$  mm und einem Lochdurchmesser  $d_{schaft} = 20$  mm verwendet. Bei den Nietverbindungstypen eins, drei und vier beträgt der Randabstand in Krafrichtung 50 mm. Eine genaue Modellbeschreibung erfolgt in Abschnitt 4.4. Abbildung 4.8 zeigt eine Gegenüberstellung der Einflussfaktoren  $Y$ , ermittelt mit den Formeln aus der Literatur, zu  $Y$ -Werten, die mit FEM-Berechnungen ermittelt wurden.

Die Literaturlösungen liefern Ergebnisse im ebenen Spannungszustand (ESZ). Da die FEM-Modelle dreidimensionale Strukturen abbilden, müssen die Literaturwerte in den ebenen Dehnungszustand (EVZ) mit Hilfe folgender Beziehung umgerechnet werden.

$$Y_{(EVZ)} = Y_{(ESZ)} \cdot \sqrt{\frac{1}{1 - \nu^2}} \quad (4.6)$$

Im Anhang E sind die verformten Systeme der vier Nietmodelltypen jeweils für eine Risstiefe von  $a = 20$  mm dokumentiert. Die Verformungsbilder sollen einen qualitativen Eindruck der Reaktion der verschiedenen Systeme auf äußere Belastung geben.

Die Rechenergebnisse für den Nietverbindungstyp eins (Abbildung 4.6a) zeigen gute Übereinstimmung mit den Formeln nach Ball [6]. Ab einer Risstiefe von  $a = 5$  mm beträgt die Abweichung ca. 3,5 %. Für kürzere Risse ist die Abweichung z.T. deutlich größer, wobei die Literaturlösung gegenüber der FEM-Berechnung konservativ ist. Die Ursache der Abweichung bei kleinen Risstiefen ist in der Lastverteilung der an der Lochwand angreifenden Last zu suchen. In den FEM-Modellen findet eine Lastverteilung im Bereich des Kontakt-

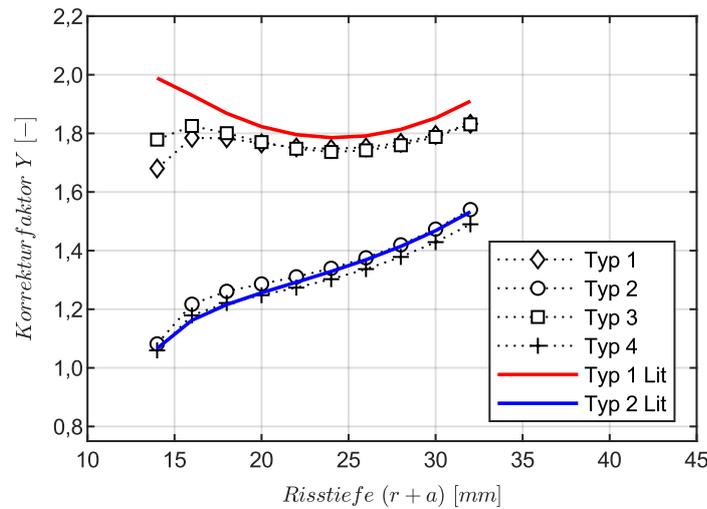


Abbildung 4.8.: Vergleich der Rissspitzenbeanspruchung für verschiedene Nietverbindungs-typen

druckes zwischen Nietschaft und Lochleibung statt. Die Lösung nach Ball [6] berücksichtigt eine Einzellast.

Die Ergebnisse für den Nietverbindungstyp zwei zeigen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der Literaturlösung nach Führung und der FEM-Berechnung. Der größte Unterschied beträgt hier  $< 1,5\%$ .

Der Nietverbindungstyp drei liefert annähernd identische Ergebnisse zu Typ eins. Die Ergebnisse der FEM-Berechnung legen den Schluss nahe, dass die Exzentrizität in Bauteildickenrichtung keinen wesentlichen Einfluss auf die Rissspitzenbeanspruchung hat.

Der Nietverbindungstyp vier verhält sich ähnlich dem Typ zwei. Die Abweichung zwischen FEM-Berechnung und Literaturlösung beträgt  $< 3\%$ . Die Literaturlösung nach Führung ist damit auch für diese Konstruktionsdetails anwendbar.

## 4.4. Modellierung von Nietdetails für die bruchmechanische Berechnung

### 4.4.1. Modellbeschreibung

Das für die Berechnung der Rissspitzenbeanspruchung in Nietverbindungen verwendete numerische Modell soll nachfolgend näher erläutert werden. Die damit im Zusammenhang stehenden Abbildungen 4.9, 4.10 und 4.11 beziehen sich im Wesentlichen auf den Nietverbindungstyp zwei (Abbildung 4.6b).

Nietverbindungen sind räumliche Strukturen. Die Auswertung der Berechnungen erfolgt für Beanspruchungen in mehreren Achsrichtungen. Aus diesem Grund erfolgt die Modellierung der Bauteile überwiegend mit Volumenelementen. Lediglich für die Bereiche der Bleche, die in ausreichender Entfernung zum Nietloch liegen, erfolgt die Modellierung mit Schalenelementen in den Mittelebenen der Bleche (s. Abbildung 4.10). Die Übergänge zwischen den Elementtypen werden mit Knotenkopplungsbedingungen formuliert.

Für alle Bauteile kommt der Elementtyp SOLID186 [2] zur Anwendung. Dabei handelt es sich um quader-, prismen- oder tetraederförmige Elemente mit Mittelknoten und quadratischer Ansatzfunktion. Den Elementen wird ein linearelastisches Materialmodell mit  $E = 210000 \text{ MPa}$  und der Querdehnzahl  $\nu = 0,3$  zugewiesen.

Die Länge der modellierten Bauteile  $L_{modell}$  wird so gewählt, dass der Einfluss des Lochs an den Bauteilrändern in Längsrichtung weitestgehend abgeklungen ist, d.h. eine gleichmäßige Knotenverschiebung eines Querrandes ergibt eine annähernd konstante Spannungsverteilung in der Nähe des Randes und eine konstante Randspannung verursacht eine annähernd konstante Randverschiebung. Diese Bedingungen sind bei einer Länge  $L_{Modell} = 200 \text{ mm}$  erfüllt. Im Rahmen der im Kapitel 4.5 beschriebenen Parameterstudie werden die Abmessungen der Niete  $d_{schaft}$  und  $l_{schaft}$  für verschiedene Werte untersucht. Die korrespondierenden Nietabmessungen, wie die Kopfhöhe oder der Kopfdurchmesser  $d_{kopf}$ , werden anhand von DIN 124 [18] gewählt. Die Blechdicke  $t_{blech}$  wird ebenfalls im Rahmen der Parameterstudie variiert.

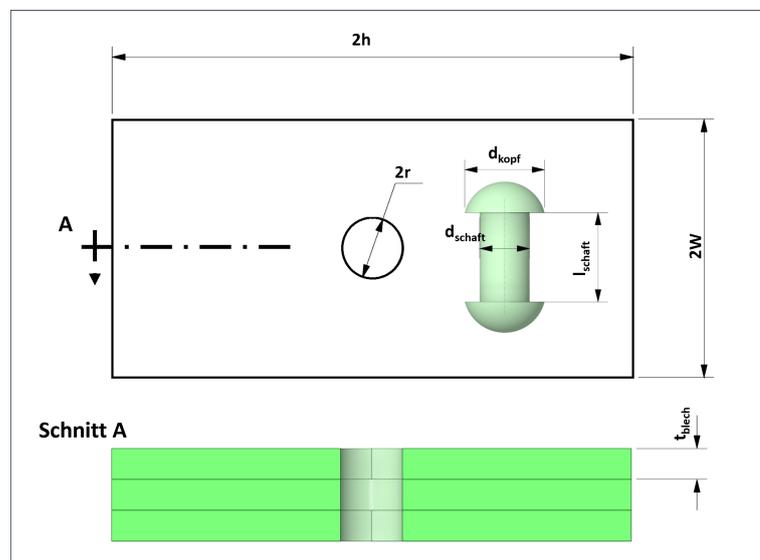


Abbildung 4.9.: Nietmodell

Die Vernetzung des Rissbereiches erfolgt nach den in Abschnitt 4.1 beschriebenen Anforderungen. Die Größe der Risspitzenelemente  $L_e$  wird an die jeweilige Risstiefe mit  $L_e = \frac{a}{100}$  angepasst (vgl. Abbildung 4.11).

Um den Rechenaufwand zu verringern werden Symmetriebedingungen bei der Modellierung genutzt. Beim Verbindungstyp 2 besteht Symmetrie hinsichtlich Geometrie und Belastung in allen drei Ebenen (Abbildungen 4.10 und E.2).

Für die Simulation der Verbindungsmittelklemmspannung bietet ANSYS die Funktion *SLOAD* in Verbindung mit dem Elementtyp PRETS179 [2]. Die Klemmwirkung wird erreicht, indem das Elementnetz des Nietschaftes in Querrichtung (x-y-Ebene) getrennt wird und die beiden entstehenden Schnittufer eine zueinander gerichtete Knotenverschiebung erhalten.

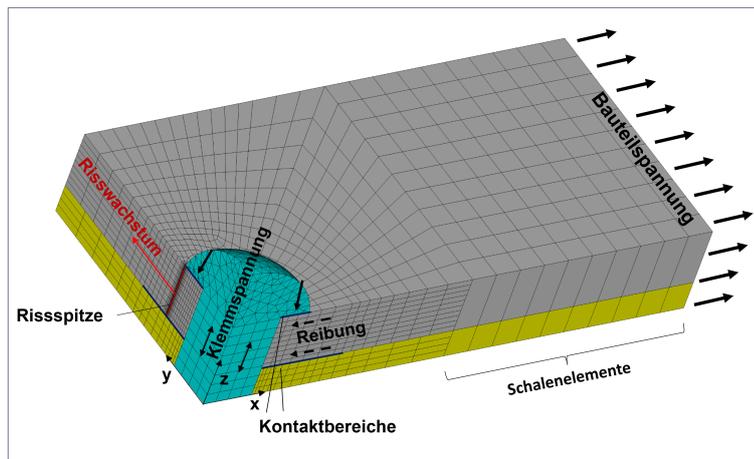


Abbildung 4.10.: Nietmodell

Zwischen Nietkopfrand und anliegendem Blech bzw. zwischen Randlech und Mittelblech und zwischen Nietschaft und Lochrand für die Nietverbindungstypen eins, drei und vier werden Kontaktbereiche definiert. Dazu werden auf den interagierenden Oberflächen zusätzliche Oberflächenelemente angeordnet. ANSYS stellt hierfür die Elementtypen CONT174 und TARGE170 [2] zur Verfügung. Die beiden Elementtypen werden paarweise an einem zu definierenden Kontakt verwendet. Zwischen den Oberflächenelementen besteht ein nicht-lineares Federmodell, welches sowohl in Normalrichtung zu den Oberflächen als auch in Tangentialrichtung wirkt. Die Normalrichtung ist durch einen Ausfall der Elemente bei auftretenden Zugspannungen (Öffnen des Kontaktes) gekennzeichnet. In der Tangentialrichtung ist die maximal auftretende Schubspannung auf den  $\mu_{fric}$ -fachen Wert der Normalspannung begrenzt.

Die Berechnung wird in zwei Lastschritten durchgeführt. Im ersten Lastschritt wird die Nietklemmkraft aktiviert. Im zweiten Lastschritt wird die äußere Belastung als Verformung oder Knotenlast aufgebracht. Wegen des nichtlinearen Kraft-Verformungsverhaltens der Kontakte ist jede Lastkonstellation aus Nietklemmung und äußerer Last in einer eigenen Berechnung durchzuführen.

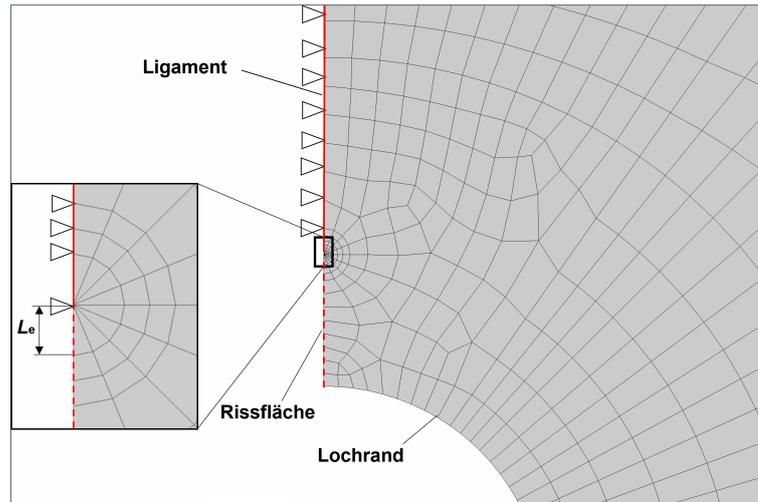


Abbildung 4.11.: Detail Rissvernetzung

#### 4.4.2. Wirkungsweise der Nietklemmspannung

Aus der durch die Nietklemmung generierten Druckspannung in Blechdickenrichtung resultiert infolge der behinderten Querdehnung eine zusätzliche Druckspannung in der Blechebene. Diese überlagert sich mit der für die Rissöffnung verantwortlichen Bauteilspannung und ist dieser entgegen gerichtet. Befindet sich die Risspitze innerhalb dieses Spannungsfeldes, verringert sich die Risspitzenbeanspruchung. Der Anteil am SIF, der aus diesem Effekt resultiert, wird im folgenden  $K_{press}$  bezeichnet.

Der Bewegung der Rissflanken bei der Rissöffnung infolge einer zyklischen Beanspruchung wirkt an den Blechoberflächen eine Tangentialspannung entgegen, die aus der Klemmspannung und dem Reibbeiwert resultiert (siehe Abbildung 4.10). Durch die behinderte Rissöffnung verringert sich ebenfalls die Spannungsintensität an der Risspitze. Der Anteil am SIF, der darauf zurückzuführen ist, wird im folgendem  $K_{fric}$  genannt.

Da die Kontaktbereiche auf den beiden Seiten des gerissenen Bleches nicht deckungsgleich sind, ist die Beanspruchung bezogen auf die Rissfront asymmetrisch. Abbildung 4.12b enthält eine qualitative Darstellung der Verteilung der Tangentialspannung unter dem Nietkopf und auf der gegenüberliegenden Blechseite.

Die Beanspruchung an der Risspitze setzt sich damit aus den drei Beanspruchungsanteilen  $K_{geo}$  für den Anteil infolge der gelochten Bauteilgeometrie,  $K_{press}$  für den Anteil der Querdruckspannung und  $K_{fric}$  für den Anteil aus der Reibung zusammen.

$$K = K_{geo} + K_{press} + K_{fric} \quad (4.7)$$

Abbildung (4.13) zeigt den Verlauf von  $K$  für die verschiedenen Beanspruchungsanteile für

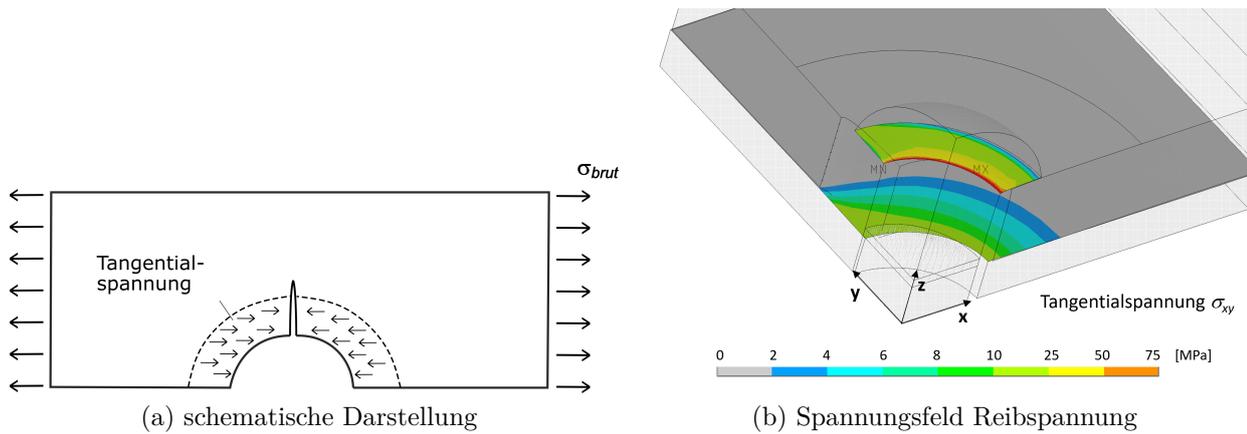


Abbildung 4.12.: Tangentialspannung in den Kontaktbereichen

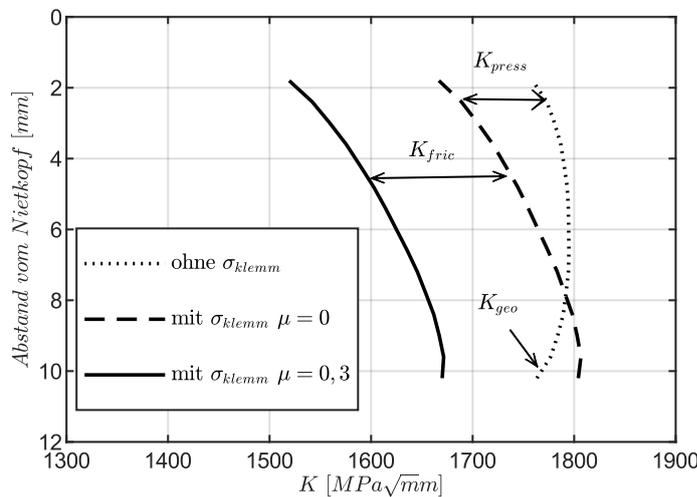


Abbildung 4.13.: Verlauf des Spannungsintensitätsfaktors über die Rissfront für verschiedene Varianten kombinierter Beanspruchung

eine Beispielrechnung ( $d_{schaft} = 20 \text{ mm}$ ,  $t_{blech} = 12 \text{ mm}$ ,  $\sigma_{klemm} = 100 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{brut} = 180 \text{ MPa}$ ,  $a = 10 \text{ mm}$ ).

Der Beanspruchungsanteil  $K_{geo}$  lässt sich an dem numerischen Modell bestimmen, indem der Reibkoeffizient  $\mu_{fric}$  und die Klemmspannung  $\sigma_{klemm}$  zu null gesetzt werden. Für diesen Fall können die Ergebnisse aus der Berechnung des FEM-Modells direkt mit den in Abschnitt 4.3 beschriebenen K-Lösungen verglichen werden. Setzt man im Modell lediglich den Reibkoeffizient zu null, dann erhält man die zusammengesetzte Rissspitzenbeanspruchung ( $K_{geo} + K_{press}$ ). Damit lässt sich aus zwei Berechnungsläufen der aus Reibung resultierende Beanspruchungsanteil folgendermaßen bestimmen:

$$K_{fric} = K_{(\mu_{fric} \neq 0; \sigma_{klemm} \neq 0)} - K_{(\mu_{fric} = 0; \sigma_{klemm} \neq 0)} \quad (4.8)$$

Die Separierung der einzelnen Beanspruchungsanteile ist erforderlich, um im Abschnitt 4.5 aus den Ergebnissen der FEM-Parameterstudie eine allgemeine Funktionsbeschreibung von  $K_{fric}$  ableiten zu können.

### 4.4.3. Modellvalidierung mit Hilfe von Versuchen

Das in den vorangegangenen Abschnitten beschriebene Modell soll mit Hilfe von Versuchen validiert werden. Dazu wurde eine Versuchskonfiguration erstellt, die an den Nietverbindungstyp zwei angelehnt ist. Der Versuchskörper besteht aus zwei Blechen aus Baustahl S235, die mit einer vorgespannten Schraube verbunden sind. An dem Probekörper wird der Verlauf des Risswachstums unter zyklischer Zugbeanspruchung unter verschiedenen Werten für die Bauteilbeanspruchung und die Nietklemmspannung erfasst. Eine Darstellung des Probekörpers enthält Abbildung 4.14. Die Breite der Bleche beträgt 100 mm, die Dicke beträgt 8 mm und der Lochdurchmesser 25 mm. Der Abstand zwischen den Einspannstellen beträgt ca. 240 mm.

Vor dem Zusammenbau des Prüfkörpers wird in einem der beiden Bleche ein symmetrischer Doppelrys, vom Lochrand orthogonal zum Blechrand verlaufend, eingeschwungen. Zur Erleichterung der Rissinitiierung wurden künstliche Kerben am Lochrand, orthogonal zur Beanspruchungsrichtung, angeordnet. Der initiale Riss ist nach dem Zusammenbau von Schraubenkopf bzw. anliegendem Blech verdeckt.

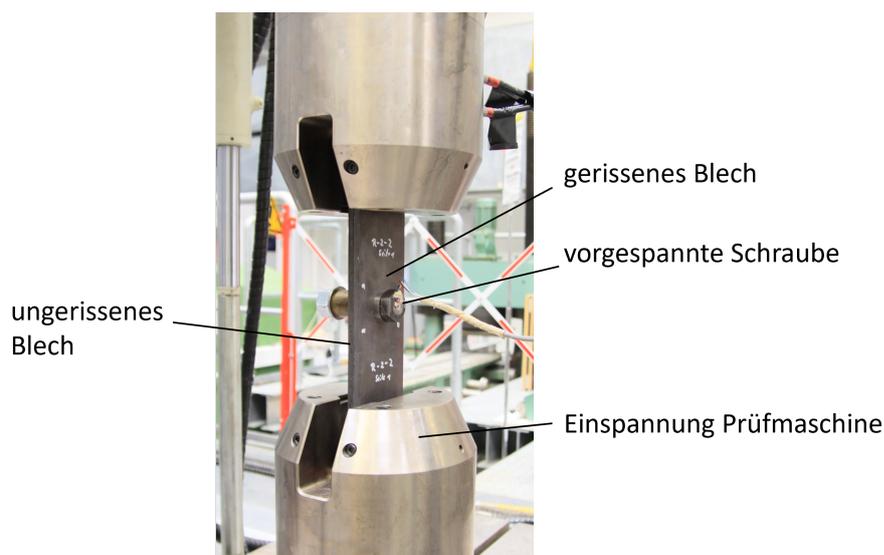


Abbildung 4.14.: Versuchsaufbau zu den Risswachstumsversuchen

#### 4.4.3.1. Vorbereitende Versuche

Die Versuchsergebnisse sollen rechnerisch ermittelten Ergebnissen gegenübergestellt werden. Ein wesentlicher Parameter des numerischen Modells ist der Reibbeiwert zwischen den Kontaktflächen. Für das verwendete Material wird mit der in Abschnitt 3.2.2.3 beschriebenen Versuchskonfiguration der Reibbeiwert bestimmt. Der Mittelwert aus drei Versuchen beträgt  $\mu_{fric} = 0,45$  und findet in allen durchgeführten Versuchsnachrechnungen Eingang.

Der Vergleich zwischen Rechnung und Versuch erfolgt auf der Basis von Risswachstumsberechnungen auf Grundlage der Gleichung (2.2). Dafür sind die Materialkennwerte für das Risswachstum  $m_{pa}$  und  $C_{pa}$  erforderlich. Die Bestimmung dieser Parameter erfolgt nicht mit den üblichen standardisierten Versuchen, wie in Abschnitt 3.3 beschrieben, sondern mit Risswachstumsversuchen, die ähnlich den eigentlichen Bauteilversuchen durchgeführt werden.

Als Versuchskörper dient ein einzelnes Lochblech mit vorbereiteten Kerben für die Rissinitiierung. Nach dem Anschwingen und der Rissinitiierung erfolgt das Risswachstum unter einer konstanten Amplitude bei einem Beanspruchungsverhältnis  $R = 0,1$ . Während der Versuchsdurchführung erfolgt keine Aufzeichnung der aktuellen Risstiefe. Die Risstiefenbestimmung erfolgt mit der Methode der Rissfrontmarkierung. Dabei wird die zyklische Belastung blockweise aufgebracht. In bestimmten Abständen werden zwischen den Lastblöcken Markierungsblöcke angeordnet. Die Versuchsoberlast  $\sigma_{max}$  im Markierungsblock hat denselben Betrag wie im Lastblock, die Amplitude ist jedoch nur halb so groß. Damit ergibt sich ein  $R$ -Verhältnis von  $R = 0,55$ .

Die Bereiche der verschiedenen Blöcke zeichnen sich auf der Rissfläche sehr deutlich ab und können mit bloßem Auge erkannt werden. Die gewählte Methode der Rissfrontmarkierung mit Blocklasten wird als eine von verschiedenen Methoden bei Barter [8] beschrieben. Abbildung 4.15 zeigt die Aufnahme der Rissfläche, sowie die digitalisierten Rissfronten.

Die Rissfronten zeigen üblicherweise einen gekrümmten Verlauf. Die weiteren Betrachtungen erfordern die Angabe einer über die Querschnittsdicke konstanten Risstiefe  $a$ , da die Risswachstumsberechnungen in Bauteilen an ebenen Modellen durchgeführt werden. Für standardisierte Proben enthält die ISO-Norm 12135 [49] eine Berechnungsvorschrift. Dabei wird die Risstiefe an neun, in gleichen Abständen über die Probendicke verteilten Stellen gemessen. Die resultierende Risstiefe erhält man aus einer Mittelwertbildung, wobei die Randbereiche und der Bereich in Probenmitte unterschiedlich gewichtet werden.

Das beschriebene Verfahren wäre für die Vorversuche zur Bestimmung der Paris-Parameter anwendbar, da bei diesen Versuchen ähnlich wie in den genormten Versuchskörpern nur eine relativ geringe Krümmung der Rissfront vorliegt. In den anschließenden Bauteilversuchen treten unter dem Einfluss der Klemmspannung wesentlich stärkere Krümmungen der Rissfront

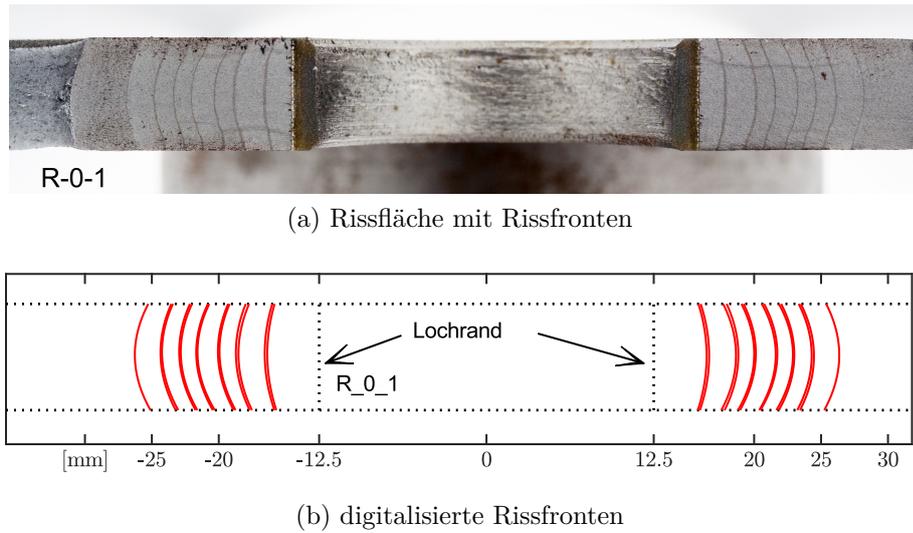


Abbildung 4.15.: Rissfrontmarkierungen auf der Rissfläche

auf (vgl. Abbildung 4.18). Deswegen wird im Folgenden die Bestimmung einer äquivalenten Risstiefe für eine beliebig über die Blechdicke geformte Rissfront hergeleitet.

Die Grundlage für die herzuleitende Beziehung bildet die Definition der Energiefreisetzungsrate nach Gleichung (4.3):

$$G = \frac{d\Pi}{da \cdot t_{blech}}$$

Die Energiefreisetzungsrate bezeichnet die freigesetzte Energie, während der Riss um die infinitesimale Fläche  $da \cdot t_{blech}$  gewachsen ist. Sie korreliert im linear-elastischen Fall mit der Änderung der Steifigkeit des Prüfkörpers, siehe [37, S.107, ff]. Teilt man die Querschnittsdicke  $t_{blech}$  in einzelne Abschnitte  $t_i$ , dann ergibt sich aus Umstellung von Gleichung (4.3):

$$d\Pi = \sum_i d\Pi_i = \sum_i G_i \cdot da_i \cdot t_i \quad (4.9)$$

Zwischen der Energiefreisetzungsrate und dem Spannungsintensitätsfaktor besteht bei linear-elastischem Materialverhalten folgender Zusammenhang:

$$G = \frac{K^2}{E} \quad (4.10)$$

Durch Umstellen von Gleichung (2.2) erhält man für einen einzelnen Lastwechsel  $N = 1$ :

$$da = C_{pa} \cdot \Delta K^{m_{Pa}} \cdot 1 \quad (4.11)$$

Unter der Voraussetzung von  $R = 0$  wird  $\Delta K = K$ . Setzt man die Gleichungen (4.10) und (4.11) in Gleichung (4.9) ein und ersetzt dabei  $K$  mit  $\sigma_{brut} \cdot \sqrt{a \cdot \pi}$ , ergibt sich:

$$d\Pi = \sum_i \left( \frac{(\sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a_i})^2}{E} \cdot C_{Pa} \cdot (\sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a_i})^{m_{Pa}} \cdot t_i \right) \quad (4.12)$$

Für die äquivalente konstante Risstiefe  $a_{eq}$  lautet der Ausdruck:

$$d\Pi = \left( \frac{(\sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a_{eq}})^2}{E} \cdot C_{Pa} \cdot (\sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a_{eq}})^{m_{Pa}} \cdot t_{blech} \right) \quad (4.13)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen (4.12) und (4.13), Vereinfachen und Umstellen nach  $a$  ergibt sich:

$$a_{eq} = \left( \frac{\sum_i (a_i^{1,5m_{Pa}} \cdot t_i)}{t_{blech}} \right)^{\frac{1}{1,5m_{Pa}}} \quad (4.14)$$

Da  $m_{Pa}$  zunächst noch unbekannt ist, wird es mit  $m_{Pa} = 3,0$  geschätzt. Abbildung 4.16 zeigt die aus den gekrümmten Rissfrontverläufen der Probe in Abbildung (4.15b) abgeleiteten äquivalenten geraden Risstiefen. Die angegebene Beziehung stellt eine Näherung dar. Die exakte Lösung muss die Richtungsabhängigkeit des Spannungsintensitätsfaktors beinhalten.

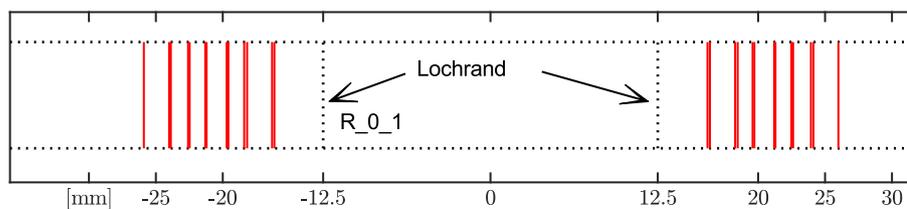


Abbildung 4.16.: äquivalente Rissfronten

Mit den während der Versuchsdurchführung je Lastblock aufgezeichneten Lastwechselzahlen  $\Delta N$  und den Risstiefenzuwächsen  $\Delta a$  lässt sich die durchschnittliche Risswachstumsgeschwindigkeit  $\frac{\Delta a}{\Delta N}$  in Abhängigkeit des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors  $\Delta K$  darstellen. Dieser Wert ist entsprechend Gleichung (2.1) von der Risstiefe  $a$  abhängig. Zur Bestimmung der bruchmechanischen Risswachstumsparameter  $C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  werden für jeden Lastblock die zyklische Spannungsintensität  $\Delta K$  am Beginn des Blockes für  $a_i$  und am Ende des Blockes für  $a_{i+1}$  ermittelt. Eine Darstellung der auf diese Weise ermittelten Datenpunkte enthält Abbildung 4.17.

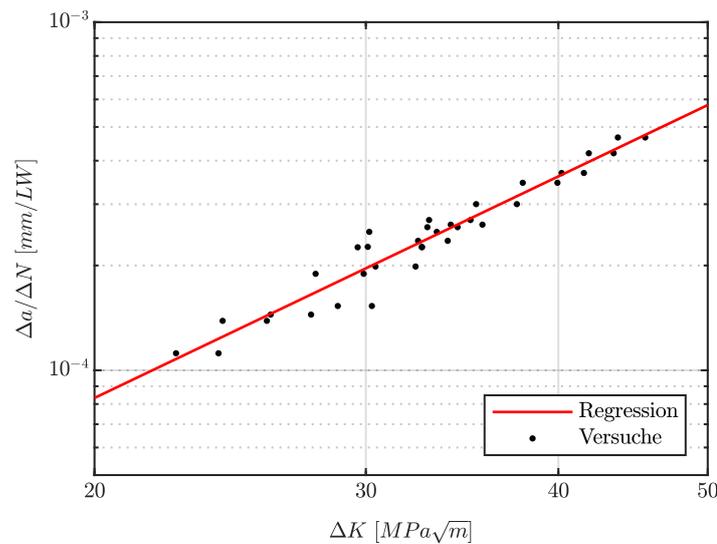


Abbildung 4.17.: Bestimmung der Paris-Parameter für die Risswachstumsversuche

Die Risswachstumsparameter  $C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  werden mit Hilfe linearer Regression analog den Ausführungen in Abschnitt (3.3) bestimmt.

#### 4.4.3.2. Versuche mit Verbindungsmittelvorspannung

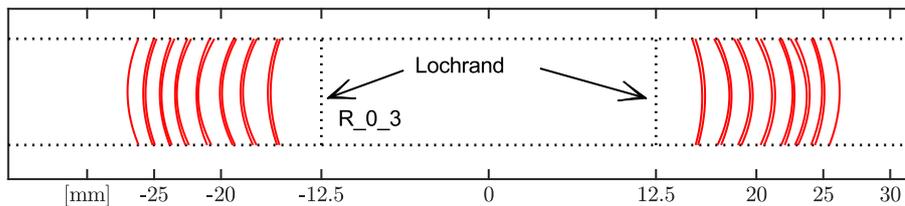
Es wurden insgesamt an sechs Proben Risswachstumsversuche mit vorgespannten Schrauben durchgeführt. Die Probengeometrie und der Versuchsaufbau waren für alle Versuche identisch. Die Unterschiede bestanden in der Klemmkraft der Schrauben  $F_N$ , der Bauteilbeanspruchung  $F_T$  und dem Verhältnis von  $F_N$ , zu  $F_T$ . Bei allen Versuchen betrug das Beanspruchungsverhältnis  $R = 0,1$ . Die verwendeten Versuchsparameter enthält Tabelle 4.1.

Tabelle 4.1.: Versuchsparameter Risswachstumsversuche

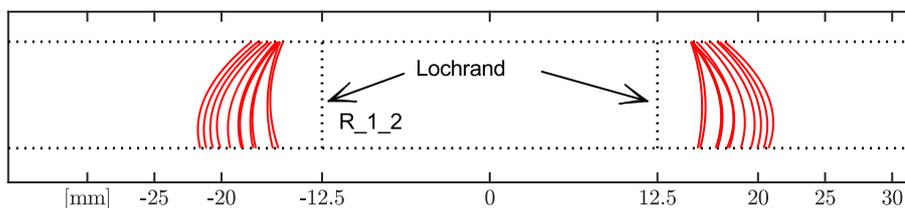
Versuch	Verbindungsmittel		Bauteil		$\omega = \frac{\Delta F_T}{\mu_{fric} \cdot F_N}$
	$\sigma_{klemm}$ [MPa]	$F_N$ [kN]	$\Delta\sigma_{brut}$ [MPa]	$\Delta F_T$ [kN]	
R-1-2	19,74	5,02	120	192	38
R-1-3	74,76	19,02	120	192	10
R-2-2	17,22	4,38	90	144	33
R-2-3	74,34	18,92	90	144	8
R-3-2	17,22	4,38	60	96	22
R-3-3	69,30	17,63	60	96	5

Der Einfluss der Verbindungsmittelvorspannung auf das Risswachstum ist exemplarisch in der Abbildung 4.18 dargestellt. Die Verzögerung des Risswachstums mit zunehmender Vor-

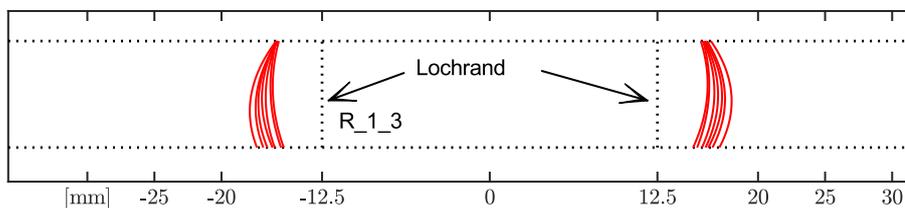
spannung ist deutlich erkennbar. Bei allen drei Teilversuchen betrug die Bauteilspannung  $\Delta\sigma_{brut} = 120 \text{ MPa}$ . Die Anzahl der Lastwechsel je Blocklast ist in allen Teilversuchen ebenfalls identisch. Die der Versuchsauswertung für alle Proben zu Grunde liegenden Aufnahmen der Rissflächen, die zugehörigen digitalisierten Rissfronten und die Konfiguration der Blocklasten sind in Anlage F dokumentiert.



(a) ohne Klemmkraft der Verbindungsmittel



(b) Schraubenklemmkraft  $\sim 5 \text{ kN}$



(c) Schraubenklemmkraft  $\sim 19 \text{ kN}$

Abbildung 4.18.: Versuchsergebnisse Rissfrontdarstellung

Die durchgeführten Versuche dienen der Validierung des FEM-Modells. Aus diesem Grund werden alle durchgeführten Versuche mit dem beschriebenen Modell nachgerechnet. Dazu wird das numerische Modell aus Abbildung 4.6b auf die konkreten Versuchsrandbedingungen angepasst. An dem Modell werden für jeden durchgeführten Versuch jeweils für die Risstiefen  $a = 4, 5, \dots, 10 \text{ mm}$  ein Lastzyklus bestehend aus zwei Belastungen und zwei Entlastungen simuliert.

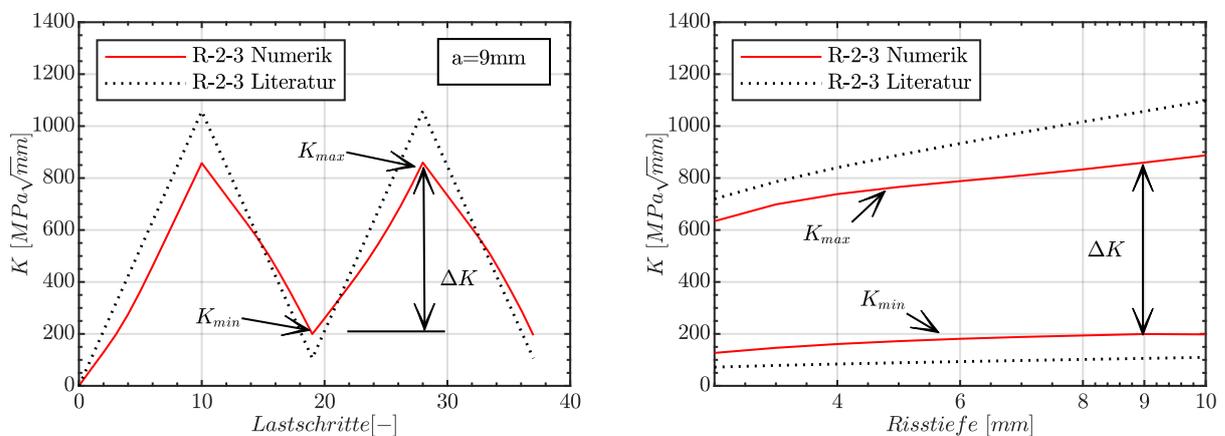
Die Abbildung 4.19a zeigt den Verlauf des SIF während der simulierten Be- und Entlastungsvorgänge für den Versuch R-2-3 bei einer Risttiefe von  $a = 9 \text{ mm}$ . Die Darstellung enthält den äquivalenten Spannungsintensitätsfaktor. In allen Fällen erfolgt die Modellierung der Rissfronten als gerader Durchriss. Die über die Blechdicke ermittelte Spannungsintensität ist infolge der Mehrachsigkeit der Spannung nicht konstant. Ohne Klemmspannung

ergibt sich ein symmetrischer, gekrümmter Verlauf. Infolge der unterschiedlichen Verteilung der Kontaktspannung unter dem Nietkopf und auf der gegenüber liegenden Blechseite ergibt sich für Modelle mit Klemmspannung in der Regel ein unsymmetrischer Verlauf der Spannungsintensität (vgl. Abbildung (4.13)).

Ein äquivalenter konstanter Verlauf von  $K_{eq}$  lässt sich analog der äquivalenten Risstiefe (Gleichungen (4.9) bis (4.14)) über die Energiefreisetzungsrates herleiten. Teilt man die Querschnittsdicke des gerissenen Bleches in  $n$  gleiche Abschnitte, kann der äquivalente Wert des Spannungsintensitätsfaktors aus folgender Gleichung bestimmt werden:

$$K_{eq} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n K_i^2} \quad (4.15)$$

Die für diskrete Risstiefen  $a$  berechneten Spannungsintensitätsfaktoren können mit Polynomfunktionen interpoliert werden. Somit stehen Funktionen  $K(a)$  zur Verfügung, die für die Versuchsnachrechnungen verwendet werden können. Die Abbildung 4.19b zeigt beispielhaft die Funktionen  $K(a)$  für den Versuch R-2-3. Der gegenüber der Handbuchlösung deutlich kleinere zyklische Spannungsintensitätsfaktor  $\Delta K$  ist für das langsamere Risswachstum verantwortlich.



(a) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung für Belastungs- und Entlastungsvorgang (b) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung in Abhängigkeit der Risstiefe

Abbildung 4.19.: Ergebnisse der numerischen Simulation für Nachrechnung des Versuchs 2-3

Die Gegenüberstellung der experimentellen Ergebnisse zu den gerechneten Ergebnissen erfolgt auf Basis der durchschnittlichen Risswachstumsgeschwindigkeit  $\frac{\Delta a}{\Delta N}$  je Lastblock. Abbildung 4.20 zeigt den Vergleich zwischen Experiment und Rechnung für alle durchgeführten Versuche. In der Abbildung sind auch die Ergebnisse für durchschnittliche Risswachstumsgeschwindigkeiten, die für die Handbuchlösung ohne Berücksichtigung der Nietklemmung erzielt wurden, dargestellt.

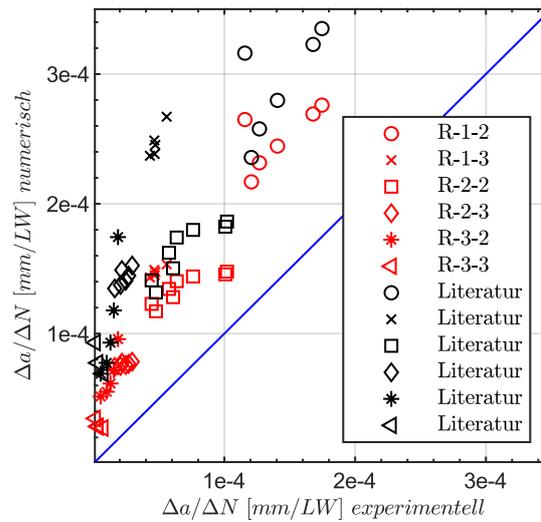


Abbildung 4.20.: Gegenüberstellung experimenteller und numerischer Ergebnisse

Es wird deutlich, dass von dem verwendeten numerischen Modell nicht alle Effekte, die durch die Nietklemmung entstehen und sich verzögernd auf das Risswachstum auswirken, abgebildet werden. Das Modell liefert konservative Ergebnisse. In allen Simulationen werden größere Risswachstumsgeschwindigkeiten ermittelt als in den korrespondierenden Versuchen. Gleichung (4.7) enthält die einzelnen Anteile, die für die zusammengesetzte Risspitzenbeanspruchung relevant sind. Der Anteil  $K_{press}$ , der den Einfluss der Druckspannung in Blechdickenrichtung beschreibt, ist in den berechneten  $K$ -Werten nicht enthalten. Darin ist eine Ursache für das konservative Modellverhalten zu sehen.

### 4.5. Numerische Parameterstudie

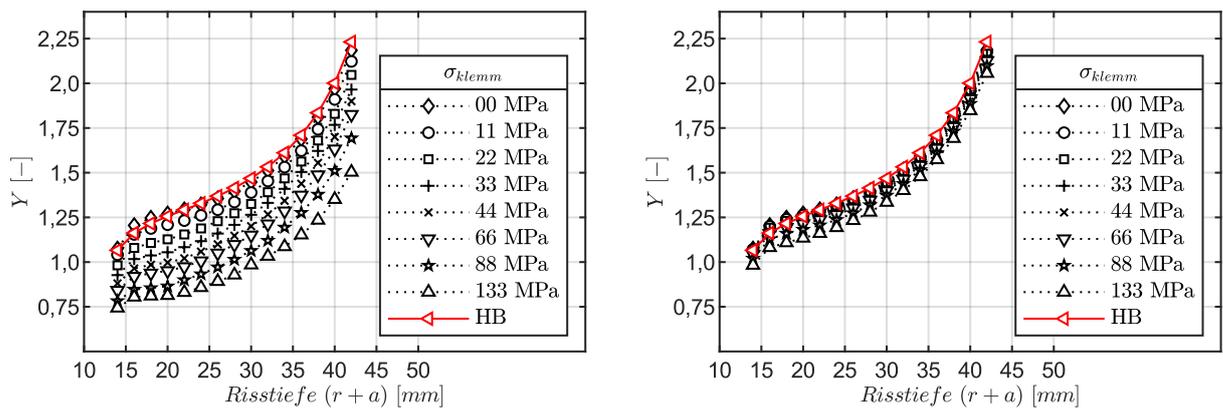
In den vorangegangenen Abschnitten wurde der Einfluss der Nietklemmspannung auf die Risspitzenbeanspruchung für verschiedene Verbindungstypen erläutert. Als Vergleichsgröße diente dabei der Spannungsintensitätsfaktor  $K$ . Es wurde auch dargestellt, dass sich die Risspitzenbeanspruchung aus unterschiedlichen Beanspruchungsanteilen zusammensetzt und dass sich diese Anteile getrennt darstellen lassen. Auf dieser Grundlage soll nun der auf Reibung zurückzuführende Anteil  $K_{fric}$  näher untersucht werden. Die Abhängigkeiten des Parameters von den verschiedenen Beanspruchungen und geometrischen Randbedingungen sollen so aufbereitet werden, dass eine Verwendung in Rissfortschrittsberechnungen möglich ist.

Zunächst wird die Abhängigkeit von den Beanspruchungsanteilen untersucht. Durch Umstellung der Gleichung (2.1) erhält man die Korrekturfunktion des Spannungsintensitätsfak-

tors.

$$Y = \frac{K_I}{\sigma_{brut} \cdot \sqrt{\pi \cdot a}} \quad (4.16)$$

Die beiden Diagramme der Abbildung (4.21) zeigen Werte für  $Y$  in Abhängigkeit von der Risstiefe für den Nietverbindungstyp zwei (siehe Bild 4.6b). Die beiden Diagramme sind für unterschiedliche Bauteilbeanspruchungen und jeweils für Nietklemmspannungen zwischen 0 und  $177\text{MPa}$  erstellt. Die Geometrieparameter für die beiden Berechnungsvarianten sind:  $2W = 100\text{mm}$ ,  $t_{blech} 12\text{mm}$ ,  $r = 24\text{mm}$ . Außer den am FEM-Modell ermittelten Werten sind die  $Y$ -Werte der Handbuchlösung nach [33] (siehe Abschnitt (4.3)) dargestellt. Diese zeigen sehr gute Übereinstimmung mit den am FEM-Modell errechneten Werten für die Klemmspannung  $\sigma_{klemm} = 0\text{MPa}$ .



(a) für Bauteilspannung  $\sigma_{brut} = 20\text{MPa}$

(b) für Bauteilspannung  $\sigma_{brut} = 100\text{MPa}$

Abbildung 4.21.: Korrekturfunktion  $Y$  in Abhängigkeit der Risstiefe

Durch den Vergleich der beiden Diagramme wird deutlich, dass die Risspitzenbeanspruchung von beiden Beanspruchungsarten, der Bauteilbeanspruchung und der Nietklemmbeanspruchung abhängt. Obwohl die direkte Wirkung der Bauteilbeanspruchung in Gleichung (4.16) eliminiert wurde und damit die Korrekturfunktion  $Y$  einheitenfrei ist, besteht eine Abhängigkeit zwischen Korrekturfunktion und den beiden Beanspruchungsarten.

In Abschnitt (4.4.1) wurde die Überlagerung der einzelnen Beanspruchungsanteile an der Risspitze beschrieben. Den Anteil  $K_{fric}$  erhält man nach Gleichung (4.8). Der dem Risswachstum entgegenwirkende Beanspruchungsanteil resultiert aus dem Gleitwiderstand in den Kontaktbereichen des gerissenen Bleches. Der Gleitwiderstand ist abhängig von der auf die Kontaktflächen wirkende Normalkraft  $F_N$  und dem Reibbeiwert  $\mu_{fric}$ . Als Normalkraft wirkt die Nietklemmkraft  $F_N = \sigma_{klemm} \cdot A_{schaft}$  (siehe Abschnitt (3.2.1)).

Es wird der Parameter  $\omega$  eingeführt. Dieser kennzeichnet das Verhältnis aus gesamten angreifenden Tangentialkraft zu der durch Reibung übertragbaren Tangentialkraft.

$$\omega = \frac{\Delta F_T}{F_N \cdot \mu_{fric}} \quad (4.17)$$

Die Tangentialkraft entspricht dem Integral der Bauteilspannung über die Bruttoquerschnittsfläche.  $\Delta F_T = \Delta \sigma_{brut} \cdot t_{blech} \cdot W$ .

Die Korrekturfunktion  $Y$  nach Gleichung (4.16) ist dimensionslos, wenn es sich um eine reine Geometrieabhängigkeit handelt. Für diesen Fall besteht eine Abhängigkeit des Spannungsintensitätsfaktors zur Spannung des gerissenen Bauteils. Bei Berücksichtigung der Reibung besteht jedoch eine Abhängigkeit zur Kraft im Bauteil.

Durch Einsetzen von

$$\sigma_{brut} = \frac{\Delta F_T}{t_{blech} \cdot W}$$

in Gleichung (2.1) erhält man:

$$K_{fric} = \frac{\Delta F_T}{t_{blech} \cdot W} \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot Y \quad (4.18)$$

Durch Umstellung ergibt sich:

$$\frac{Y}{t_{blech} \cdot W} = \frac{K_{fric}}{\sqrt{\pi \cdot a} \cdot \Delta F_T} \quad (4.19)$$

Durch Substitution der linken Seite erhält man die Korrekturfunktion für den Reibungsanteil:

$$Y_{fric} = \frac{K_{fric}}{\sqrt{\pi \cdot a} \cdot \Delta F_T} \left[ \frac{1}{mm^2} \right] \quad (4.20)$$

Die Korrekturfunktion  $Y_{fric}$  lässt sich unabhängig vom Reibbeiwert  $\mu_{fric}$  und der Klemmkraft darstellen. Abbildung 4.22 zeigt  $Y_{fric}$  in Abhängigkeit von  $\omega$  für verschiedenen Klemmkräfte, Reibbeiwerte und Risstiefen.

Das Diagramm 4.22a zeigt, dass die Funktionen  $Y_{fric}(\omega)$  für verschiedene Werte von  $\mu_{fric}$  den gleichen Verlauf haben. Auch für unterschiedliche Werte der Klemmkraft liegen die Funktionen nahezu übereinander, wie aus Abbildung 4.22b ersichtlich ist. Allen in den Diagrammen der Abbildung 4.22 dargestellten Werten liegen die gleichen Geometriewerte des Nietmodells zu Grunde.

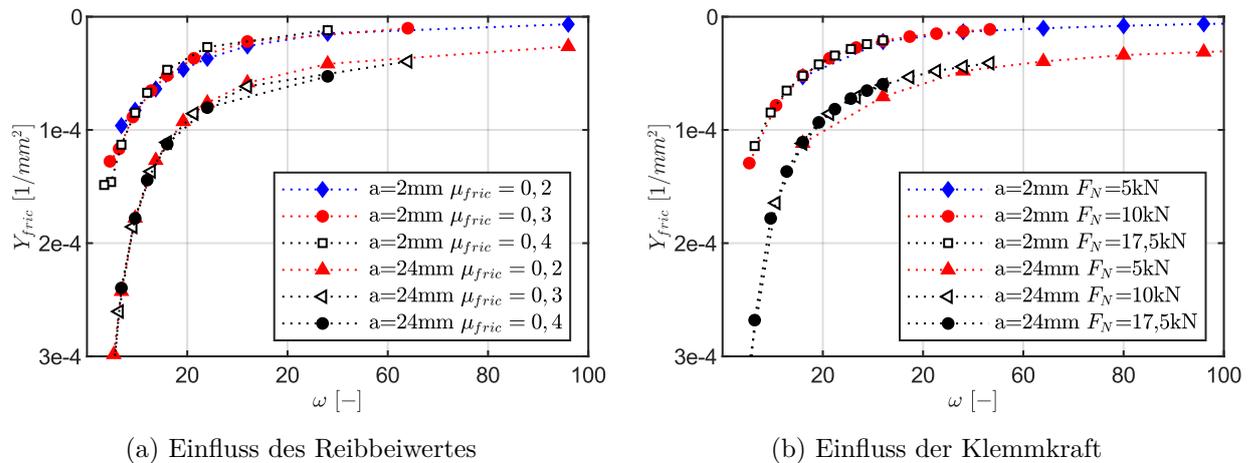


Abbildung 4.22.: Korrekturfunktion  $Y_{fric}$  in Abhängigkeit von  $\omega$  für verschiedene Risstiefen, Klemmspannungen und Reibbeiwerte (Verbindungstyp 2)

Vergleicht man unterschiedliche Geometriewerte (Blechdicke, Lochdurchmesser), dann zeigt sich, dass  $Y_{fric}$  auch bei gleichen Beanspruchungsverhältnis  $\omega$  unterschiedliche Werte annimmt. Die Diagramme in Abbildung 4.23 zeigen, dass bei gleichen  $\omega$ -Werten und gleichen Risstiefen aus unterschiedlichen Lochdurchmessern unterschiedliche Korrekturfaktoren resultieren. Das gleiche trifft auf unterschiedliche Blechdicken zu (Abbildung 4.23b).

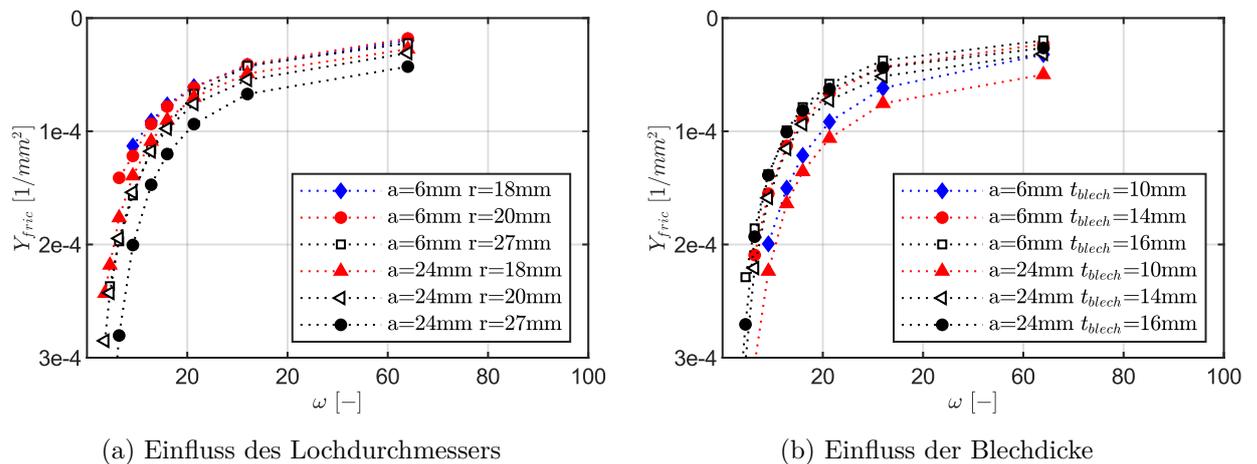


Abbildung 4.23.: Korrekturfunktion  $Y_{fric}$  in Abhängigkeit von  $\omega$  für verschiedene Risstiefen, Blechdicken und Lochdurchmesser (Verbindungstyp 2)

Die Abbildung 4.12b zeigt exemplarisch die Spannungsfelder der Tangentialspannung in den Kontaktbereichen. Mit der Variation der Nietgeometrie ändern sich die Größe der Spannungsfelder, die Spannungsverteilungen und die Lage der Spannungsfelder zur Risspitze. Daraus

leitet sich ab, dass sich der Einfluss der Klemmspannung auf die Rissspitzenbeanspruchung nicht für unterschiedliche Konstruktionsabmessungen vereinheitlichen lässt.

Für typische Niet- und Bauteilabmessungen des Nietverbindungstypes zwei werden die Einflussfaktoren  $Y_{fric}$  in einer Parameterstudie bestimmt. Die Darstellung erfolgt für  $Y_{fric}$  in Abhängigkeit von  $\omega$  und dem Verhältnis  $(r+a)/W$ . Abbildung 4.24 enthält eine Beispiel für die Blechdicke  $t_{blech} = 12$  mm und den Schaftdurchmesser  $d_{schaft} = 20$  mm. Für alle berechneten Fälle gilt, dass Lochdurchmesser  $r$  und Schaftdurchmesser  $d_{schaft}$  gleich groß sind.

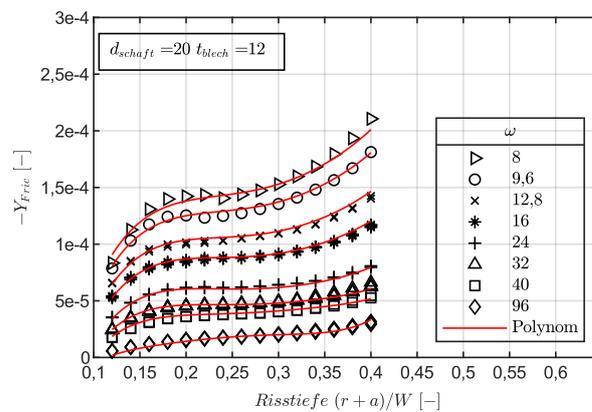


Abbildung 4.24.: Korrekturfunktion  $Y_{fric}$  für  $t_{blech} = 12$  mm und  $d_{schaft} = 20$  mm

Die für diskreten Werte von  $a$  und  $\omega$  ermittelten  $Y_{fric}$ -Werte können durch eine Polynomfunktion der Form:

$$Y_{fric}(a, \omega) = \sum_{i=0}^5 (p_{i,0}a^i\omega^0 + p_{i,1}a^i\omega^1 + p_{i,2}a^i\omega^2 + p_{i,3}a^i\omega^3 + p_{i,4}a^i\omega^4 + p_{i,5}a^i\omega^5) \quad (4.21)$$

mit der Koeffizientenmatrix:

$$p_{i,j} = \begin{bmatrix} -1,24E-04 & -2,37E-05 & 2,01E-06 & -8,82E-08 & 1,76E-09 & -1,49E-11 \\ 1,11E-05 & 6,34E-07 & -2,82E-08 & 9,35E-10 & -7,91E-12 & 0 \\ -4,30E-07 & -1,10E-08 & 8,21E-11 & -3,01E-12 & 0 & 0 \\ 8,51E-09 & 1,23E-10 & 3,56E-13 & 0 & 0 & 0 \\ -8,26E-11 & -5,75E-13 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3,08E-13 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

beschrieben werden.

Die Berechnung erfolgte für die in Tabelle 4.2 genannten Parameter. Auf Grund der Nicht-linearität des Kraft-Verformungsverhaltens der modellierten Reibkontakte ist eine Superposition von Lastfällen nicht möglich. Jede Parameterkonstellation ist separat zu berechnen. Zu jeder der 30 Kombinationen aus den Geometrieparametern Blechdicke und Nietschaftdurchmesser sind 162 Kombinationen der Beanspruchungsparameter Tangentialkraft und Normalkraft berechnet worden. Jede Kombination der Beanspruchungsparameter steht für einen  $\omega$  -Wert. Jedes Modell und jede Lastkombination wird für 15 Risstiefen zwischen 2 und 30mm berechnet. Auf Grund des Umfangs der Parameterstudie erfolgte die Berechnung auf dem HPC-Cluster (High Performance Computing) am Zentrum für Informationsdienste und Hochleistungsrechnen (ZIH) der TU Dresden.

Tabelle 4.2.: Parameter für die Bestimmung von  $Y_{fric}$

Blechdicke	$t_{blech}$ [mm]	10, 12, 14, 16, 18, 20
Nietschaftdurchmesser	$d_{schaft}$ [mm]	18, 20, 22, 24, 27
Tangentialkraft (gerissenes Bauteil)	$F_T$ [kN]	12, 24, 36, 48, 60, 72 ... 216
Normalkraft (Nietklemmkraft)	$F_N$ [kN]	2,5; 5; 7,5; 10; 12,5; 17,5; 25; 35; 45
Risstiefe	$a$ [mm]	2, 4,...30

Die zusammengefassten Ergebnisse der Parameterstudie sind in Anhang G dokumentiert. Aus den Ergebnissen der Parameterstudie lassen sich folgende Aussagen ableiten:

Mit zunehmender Blechdicke nimmt bei gleichem  $\omega$  der Einfluss der Reibung zwischen den Querschnittselementen ab. Unterschiedliche Blechdicken und gleiches  $\omega$  bedeuten aber auch eine unterschiedliche Querschnittsauslastung, was sich ebenfalls auf die Risspitzenbeanspruchung und letzten Endes auf das Risswachstum auswirkt. Mit zunehmenden Schaftdurchmesser nimmt bei gleichem  $\omega$  der Einfluss der Reibung zwischen den Querschnittselementen zu. Größere Schaftdurchmesser bedeuten aber auch in der Regel größere Klemmkräfte, was diesen Effekt noch verstärkt.

Zusammenfassend lässt sich sagen, je dünner das Blech und je größer der Nietdurchmesser, desto größer ist der Einfluss von Nietklemmung und Reibung auf das Risswachstum.



# 5. Bruchmechanische Risswachstumsberechnungen für Eisenbahnbrücken

In den vorangegangenen Kapiteln wurden materialspezifische Kennwerte für das Risswachstum in Flusstahl ermittelt. Außerdem wurden aus Versuchen Erkenntnisse zur Größe der Nietklemmung in Bauteilen von Eisenbahnbrücken gewonnen sowie der Einfluss der Nietklemmung auf die Beanspruchung gerissener Bauteile numerisch und experimentell bestimmt. Darauf aufbauend wird in diesem Kapitel das Risswachstum in genieteten Konstruktionsdetails von Eisenbahnbrücken beschrieben.

Zunächst wird die angewendete Variante des Risswachstumsgesetzes erläutert und begründet. Die konkrete Umsetzung für die Anwendung für Eisenbahnbrücken unter Verkehrslast wird dargestellt.

Die Beschreibung des Risswachstums erfolgt immer für ein Intervall zwischen einer Anfangsrisstiefe  $a_0$  und einer Endrisstiefe. Da letztere das Versagen des gerissenen Bauteils bestimmt, wird sie als kritische Risstiefe  $a_c$  bezeichnet. Die Bestimmung der Grenzen des Risswachstumsintervalls  $[a_0; a_c]$  für die konkreten Anwendungsfälle wird erläutert.

Die ermüdungsrelevante Beanspruchung von Konstruktionsdetails von Eisenbahnbrücken besteht aus mehrstufigen Spannungskollektiven. Der Einfluss der Reihenfolge der Spannungsdoppelamplituden auf das Ergebnis von Risswachstumsberechnungen und die daraus abgeleiteten Konsequenzen für die Umsetzung in dem programmierten Berechnungsalgorithmus werden dargelegt.

Das Ergebnis von Risswachstumsberechnungen sind Zeitintervalle. Der Einfluss der verschiedenen Eingangsgrößen (Risswachstumsintervall  $[a_0; a_c]$ , Nietklemmkraft, bruchmechanische Materialkennwerte, Verkehrszusammensetzung, Auslastungsgrad) wird im zweiten Abschnitt dieses Kapitels erläutert.

Für einige der genannten Eingangsgrößen wurden im Rahmen dieser Arbeit bereits Verteilungsfunktionen und deren Parameter sowie charakteristische Werte bestimmt. Für die

praktische Anwendung sind neben diesen Werten Sicherheitsfaktoren erforderlich. Im dritten Abschnitt dieses Kapitels werden die Grundlagen der probabilistischen Sicherheitsbetrachtung im Bauwesen kurz erläutert. Für den Nachweis der Sicherheit gegen Ermüdungsversagen von genieteten Eisenbahnbrücken aus Flusstahl auf bruchmechanischer Basis wird eine Verfahrensweise vorgeschlagen und mit den Ansätzen anderer Autoren verglichen.

Das Ergebnis dieses Kapitels sind Sicherheitsfaktoren zur Bestimmung sicherer Inspektionsintervalle für Eisenbahnbrücken sowie für die Bestimmung der verbleibenden Mindestnutzungsdauer auf bruchmechanischer Basis.

## 5.1. Grundlagen

### 5.1.1. Berechnungsalgorithmus

Die Risswachstumsberechnungen dieser Arbeit werden auf der Grundlage des Risswachstumsgesetzes von Paris / Erdogan (Gleichung (2.2)) durchgeführt. In Kapitel 3 wurde basierend auf Versuchsdaten ein Modell zur Berücksichtigung des Beanspruchungsverhältnisses  $R$  entwickelt und das Paris-Gesetz dementsprechend erweitert (Gleichung (3.31)).

Die Abbildungen 5.1 und 5.2 enthalten vereinfachte Ablaufschemas, welche die Grundlage der softwaretechnische Umsetzung der Risswachstumsberechnungen beschreiben. Die Programmierung erfolgte mit dem Programmsystem MATLAB® [66].

Durch Einsetzen der Gleichungen (2.1) und (2.3) in Gleichung (2.2) erhält man folgende Gleichung für den Rissfortschritt (Darstellung ohne Berücksichtigung des Beanspruchungsverhältnisses):

$$\frac{da}{dN} = C_{Pa} \cdot \left( \Delta\sigma_{brut} \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot Y(a) \right)^{m_{Pa}} \quad (5.1)$$

Diese Gleichung ist nicht geschlossen integrierbar, da  $a$  sowohl als unabhängige als auch als abhängige Variable enthalten ist. Es können jedoch für diskrete Werte der Risstiefe  $a$  im Intervall  $[a_0 \leq a \leq a_c]$  die Risstiefenzuwächse  $\Delta a_D$  für den Zugverkehr eines Tages bestimmt werden. Für die Anzahl der Lastwechsel wird dabei die Annahme getroffen:  $dN \rightarrow \Delta N$ .  $\Delta N$  entspricht dabei den Lastwechseln für einen Tag. Für  $\Delta a / \Delta N$  ergibt sich damit die Einheit  $[mm/d]$ . Die Berechnung erfolgt iterativ. Das heißt, zugweise wird ein Spannungskollektiv ermittelt und daraus lastwechselweise aus Gleichung (5.1) die Rissspitzenbeanspruchung  $\Delta K$  sowie der Risstiefenzuwachs  $\Delta a$  bestimmt. Die Berechnung von  $\Delta K$  erfolgt unter Abzug des aus Nietklemmung resultierenden Anteils  $\Delta K_{fric}$ . Zyklische Rissspitzenbeanspruchungen, die kleiner sind als der bruchmechanische Schwellenwert  $\Delta K_{th}$ , werden zu null gesetzt.

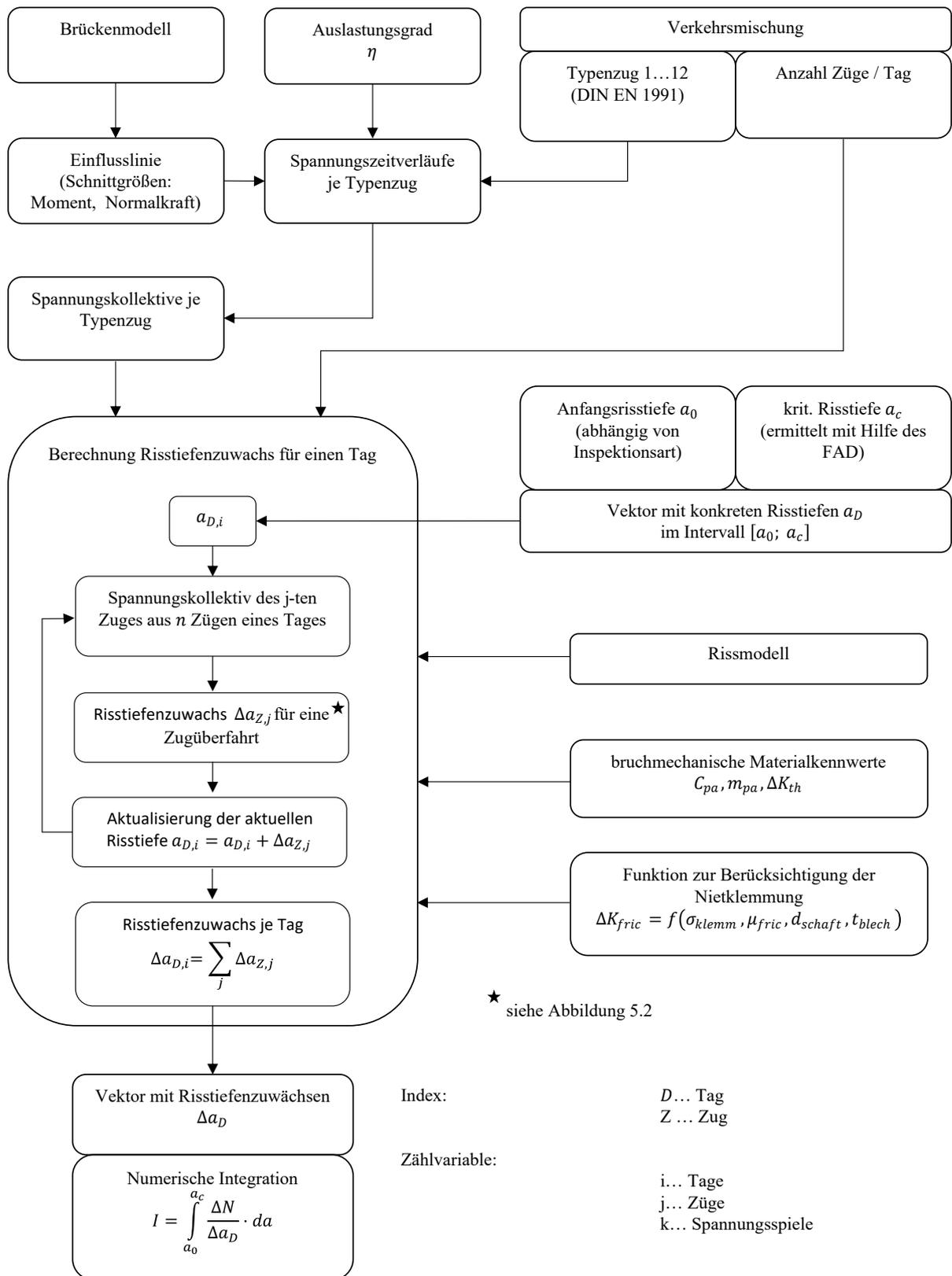


Abbildung 5.1.: Ablaufschema zur Berechnung von Risswachstumsintervallen

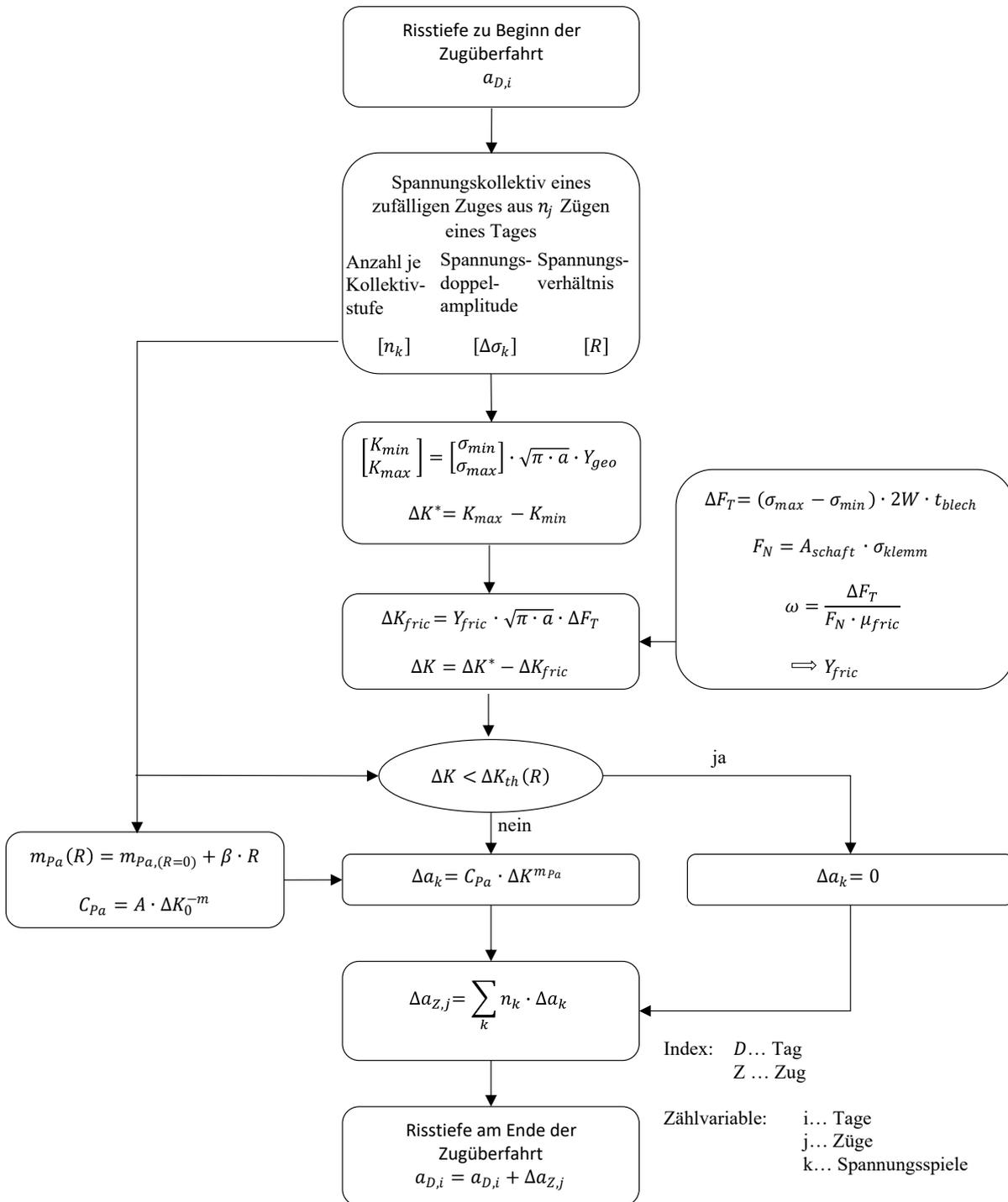


Abbildung 5.2.: Bestimmung Risstiefenzuwachs für eine Zugüberfahrt

Die diskreten Werte der Funktion  $\Delta N/\Delta a(a)$  bzw.  $1/\Delta a(a)$  können mit Polynomfunktionen angenähert werden. Bei einer ausreichenden Anzahl diskreter Punkte von  $a$  sind auch Polygonzüge möglich. Der Einfluss von  $\Delta K_{th}$  verursacht Unstetigkeitsstellen, deshalb muss die Funktionsbeschreibung abschnittsweise erfolgen. Die Gesamtdauer des Risswachstumsintervalls  $I$  mit der Einheit  $[d]$  im Intervall  $[a_o; a_c]$  entspricht dem Flächeninhalt unter der Funktion  $1/\Delta a(a)$ :

$$I = \int_{a_0}^{a_c} \frac{\Delta N}{\Delta a} \cdot da = \int_{a_0}^{a_c} \frac{1}{\Delta a} \cdot da \quad (5.2)$$

Eine grafische Darstellung des Zusammenhangs befindet sich in Abbildung 5.3. Die der Darstellung zu Grunde liegende Berechnung ist in [101, S. 515] dokumentiert.

Die Genauigkeit der Ergebnisse ist abhängig von der Anzahl der Risstiefen  $a$ , an denen  $\Delta a_D$  ermittelt wird. Mit Hilfe einer Konvergenzanalyse wird die Anzahl so festgelegt, dass die Abweichung zur exakten Lösung, bei der die iterative Anpassung der Risstiefe nach jedem einzelnen  $\Delta\sigma$  erfolgt, kleiner 1% beträgt.

Der Vorteil des beschriebenen Algorithmus besteht darin, dass die Berechnungsdauer unabhängig von der Höhe der Beanspruchung ist. Gegenüber der vollständig iterativen Berechnung ist der vorgestellte Algorithmus ca. um den Faktor  $10^4$  schneller. Damit steht ein effektives Berechnungsverfahren zur Verfügung, um die probabilistischen Simulationsrechnungen im Abschnitt 5.3 durchführen zu können.

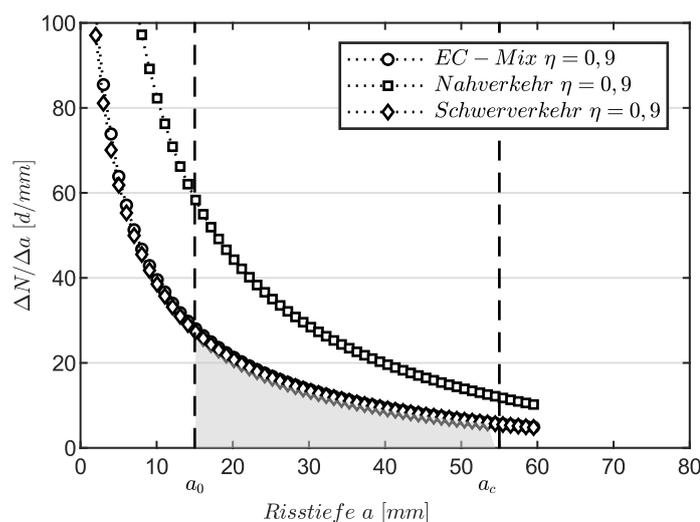


Abbildung 5.3.: Reziprokwert der Risswachstumsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Risstiefe

### 5.1.2. Eingangsparmeter für Risswachstumsberechnungen

Einige der in dem Berechnungsschema nach Abbildung 5.1 enthaltenen Eingangswerte sollen an dieser Stelle erläutert werden.

Für die bruchmechanischen Materialkennwerte und Parameter zur Nietklemmung wird auf Kapitel 3 verwiesen. Geeignete Rissmodelle für Nietverbindungen und die Berechnung der Spannungsintensitätsfaktoren werden in Kapitel 4 erläutert. Die Berücksichtigung der Reibung infolge Nietklemmung erfolgt mit den Ergebnissen der FEM-Parameterstudie (Abschnitt 4.5 bzw. Anhang G).

#### Brückenmodell

Das globale Modell des Bauwerkes wird durch Einflusslinien repräsentiert. Für die theoretischen Simulationsberechnungen in Abschnitt 5.3 werden dazu die Einflusslinien für das maximale Moment in Feldmitte des Einfeldträgers mit der jeweils zu untersuchenden Stützweite verwendet. Für konkrete Bauwerksberechnungen können an FEM-Modellen generierte oder, wie in dem Anwendungsbeispiel in Kapitel 6 gezeigt, gemessene Einflusslinien verwendet werden.

Durch Auswertung der Einflusslinien für die betrachteten Betriebslastenzüge erhält man Beanspruchungs-Zeit-Verläufe. Mit Hilfe des Rainflow-Zählverfahrens nach [4] werden daraus Beanspruchungskollektive je Zugüberfahrt berechnet.

#### Auslastungsgrad $\eta$

Für theoretische Simulationsrechnungen wird die Querschnittsauslastung über den Auslastungsgrad  $\eta$  wie folgt definiert: Der Auslastungsgrad  $\eta = 1$  entspricht einer Bruttospannungsauslastung für Bemessungslasten aus Verkehrslastbeanspruchung von 75 %. Das Widerstandsmoment bei Biegebeanspruchungen ergibt sich damit zu:

$$W_{y,(\eta=1)} = \frac{M_{LM71} \cdot \phi_{LM71} \cdot \gamma_F}{\sigma_{Rd} \cdot 0,75} \quad (5.3)$$

$$W_{y,\eta} = W_{y,(\eta=1)} \cdot \frac{1}{\eta} \quad (5.4)$$

In den nachfolgenden Berechnungen werden  $\eta$ - Faktoren im Intervall  $[0,75; 1,25]$  betrachtet.

### Anfangsrisstiefe $a_0$

Aufgrund der Nichtlinearität des Risswachstums hat die Anfangsrisstiefe einen wesentlich größeren Einfluss auf das errechnete Risswachstumsintervall als die kritische Risstiefe  $a_c$ . Das lässt sich veranschaulichen, indem gedanklich in Abbildung 5.3 der Integrationsbereich verändert wird. Vergrößert sich der Integrationsbereich nach links, also verkürzt sich  $a_0$ , dann ist die Flächenzunahme wesentlich größer als bei einer Verschiebung von  $a_c$  nach rechts, was eine Vergrößerung der kritischen Risstiefe bedeutet.

Für den in der Praxis überwiegend vorkommenden Fall der Beurteilung eines Bauwerkes, für das keine Risse bekannt sind, muss der anzunehmende Anfangsriss so groß gewählt werden, wie ein Riss der bei der Inspektion übersehen worden sein könnte. Die Festlegung der Anfangsrisstiefe ist also maßgeblich vom Inspektionsverfahren, welches bei der Brückenbewertung zum Einsatz kommt, abhängig.

Der Betriebszeitintervallnachweis der Ril 805 [85] unterstellt einen Riss, der 5 mm unter dem Nietkopf hervorgewachsen ist. Diese Festlegung geht auf die Arbeit von Hensen [42, S. 36] zurück. Hensen verweist auf Laborversuche, bei denen diese Annahme der guten Erkennbarkeit dieser Rissgröße bestätigt wurde. Er geht außerdem davon aus, dass die größte Rissspitzenbeanspruchung und damit das schnellste Risswachstum unter dem Nietkopf auftritt.

Die eigenen Versuche und numerischen Untersuchungen bestätigen diese Aussage nicht. Es hat sich dort eher im Gegenteil gezeigt, dass unter dem Verbindungsmittelkopf infolge der Konzentration der Druckspannung in Blechdickenrichtung das Risswachstum am meisten verzögert ist (s. Abbildung 4.18).

Kühn [55, S. 5-5] gibt eine Übersicht über die Nachweisgrenzen üblicher zerstörungsfreier Prüfverfahren. Für die visuelle Prüfung gehen die Angaben auf Untersuchungen von Blumenauer/Pusch [11] zurück. Als kleinste detektierbare Größe wird für Bauteile mit Farbanstrich 4 mm und für Bauteile ohne Anstrich 8 mm angegeben. Gleichzeitig wird auf geringe Zuverlässigkeit und große Streuung der Angaben hingewiesen.

Kunz [60, S. 135] verwendet in seiner Arbeit die Risstiefe als stochastische Größe und schlägt eine Abhängigkeit der Entdeckungswahrscheinlichkeit  $p_{cd}$  von der Risstiefe  $a_0$  mit der Beziehung:  $p_{cd} = 1 - \frac{A_r}{a_0}$  vor.  $A_r$  ist darin eine Rissentdeckungskonstante. Geißler [34] greift diesen Ansatz auf und verwendet ihn in den von ihm durchgeführten probabilistischen Berechnungen.

In den hier dokumentierten Risswachstumsberechnungen wird die Anfangsrisstiefe als deterministische Größe behandelt. Aus der Erfahrung des Autors von durchgeführten Brückenprüfungen ist die tatsächliche Auffindbarkeit von Rissen an genieteten Eisenbahnbrücken maßgeblich von der Zugänglichkeit, dem Zustand des Korrosionsschutzes, oder der korrodier-

ten Oberflächen und der Verschmutzung der zu inspizierenden Stelle abhängig. Funktionale Abhängigkeiten der Entdeckungswahrscheinlichkeit, die unter realen Randbedingungen der Prüfung von Eisenbahnbrücken ermittelt wurden, sind nicht bekannt.

Die eingangs erwähnte Risstiefe von 5 mm ab Nietkopfrand ist ein in der Praxis eingeführter Wert. Bei Brückenbewertungen in der Praxis sollte dieser Wert jedoch stets anhand der realen Randbedingungen überprüft werden.

Bei dem in Kapitel 6 vorgestellten Anwendungsbeispiel wurde Phased-Array-Ultraschall für die Detektion von Rissen unter dem Nietkopf angewendet [97]. Für diesen Anwendungsfall fand eine umfangreiche Verfahrensvalidierung mit Hilfe von Versuchen statt. Für die untersuchten Bauteile konnte eine Anfangsrisstiefe von 1,5 mm ermittelt werden. Dabei gilt dieser Wert als deterministische Rissgröße, die mit Sicherheit entdeckt werden kann.

### **Kritische Risstiefe $a_c$**

Das Versagen rissbehafteter Bauteile ist neben der Höhe der Beanspruchung und verschiedenen Materialparametern auch von den geometrischen Abmessungen des Risses abhängig. Das Bauteilversagen folgt dabei auf die Rissinitiierung. Unter Rissinitiierung wird der Übergang von einem ruhenden Riss zu einem sich unter statischer Beanspruchung aufweitendem Riss verstanden [9]. Erfolgt die Rissausbreitung unmittelbar nach der Initiierung instabil bis zum Bruch des Bauteils, handelt es sich um sprödes Versagen bzw. sprödes Werkstoffverhalten. Erfolgt nach der Initiierung eine beanspruchungsabhängige, stabile Rissausbreitung, handelt es sich um zähes Werkstoffverhalten. Die Art des Werkstoffverhaltens ist maßgeblich von der Umgebungstemperatur abhängig (s. z.B. [61, S.9]).

Beide Versagensarten können mit dem Konzept des Failure-Assessment-Diagramms (FAD) abgebildet und bewertet werden. Anhand des in Abbildung 5.4 dargestellten Beispiels eines FAD soll das Konzept kurz erläutert werden. Die x-Achse enthält den Plastifizierungsgrad  $L_r$  des zu bewertenden Bauteils mit der Bauteilbruttospannung bezogen auf die plastische Grenzspannung  $\sigma_Y$

$$L_r = \frac{\sigma_{brut}}{\sigma_Y} \quad (5.5)$$

Für häufig vorkommende Konstruktionsdetails sind geschlossene Formeln für die plastische Grenzlast in einschlägigen Vorschriften, z.B. der FKM-Richtlinie [9], enthalten. Das für Nietkonstruktionen häufig verwendete Detail des Lochstabes kann mit dem Modell der Platte mit symmetrischem Innenriss abstrahiert werden. Dazu wurde von Kumar [58] die Lösung im ebenen Spannungszustand angegeben mit:

$$\sigma_Y = R_{eL} \cdot \left(1 - \frac{2a}{W}\right) \quad (5.6)$$

Auf der y-Achse wird die bruchmechanische Beanspruchung in Form des Spannungsintensitätsfaktors  $K$  bezogen auf die Risszähigkeit  $K_{mat}$ , den charakteristischen Wert der Bruchzähigkeit  $K_{Ic}$ , angegeben.

$$K_r = \frac{K}{K_{mat}} \quad (5.7)$$

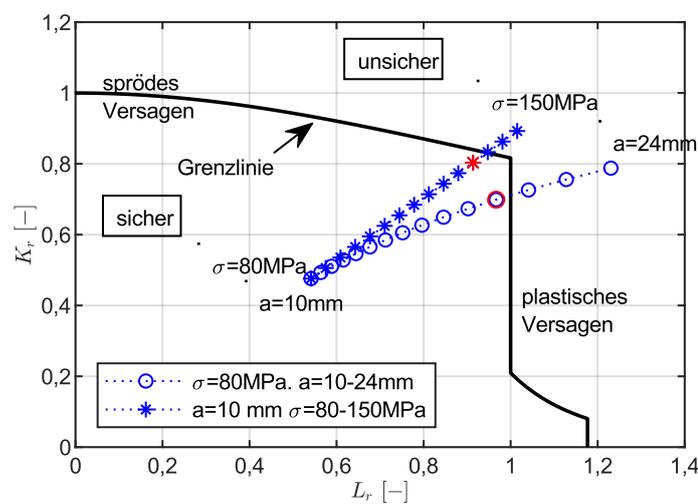


Abbildung 5.4.: Failure-Assesment-Diagram (FAD)

Auf die Ermittlung des Spannungsintensitätsfaktors  $K$  wurde im Abschnitt (4.3) eingegangen. Es besteht die Möglichkeit der Bestimmung mit Lösungen aus einschlägigen Handbüchern oder mit Hilfe der FEM.

Die Ermittlung der Bruchzähigkeiten von Flusstahl war Gegenstand der Forschungsarbeiten von Langenberg [61] und Sieber [94].

Das FAD-Konzept bietet den Vorteil, dass die bruchmechanischen Beanspruchungs- und Widerstandsgrößen der LEBM verwendet werden können, zähes Werkstoffverhalten aber trotzdem berücksichtigt wird.

Ein weiteres wesentliches Element des FAD ist die dargestellte Grenzkurve. Sie grenzt den sicheren vom unsicheren Beanspruchungszustand ab. Die Grenzkurve kann wie folgt interpretiert werden: Mit zunehmendem Plastifizierungsgrad nimmt die Beanspruchbarkeit mit Bezug auf sprödes Werkstoffverhalten ab. Im Rahmen des Projektes zur europaweiten Vereinheitlichung bruchmechanischer Bewertungsmethoden (SINTAP) [114] wurden verschiedene Analyseebenen definiert. Die Ergebnisse aus SINTAP wurden in Deutschland in das

Regelwerk für bruchmechanische Bewertung von Maschinenbauteilen (FKM-Richtlinie, [9]) übernommen und finden bei den hier dargestellten Berechnungen Anwendung. Die Analyseebenen unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Erfordernisse an die Eingabedaten und die Genauigkeit der Ergebnisse.

Für die hier dokumentierten Untersuchungen wurde die Basis-Ebene verwendet. Die erforderlichen Eingangsgrößen sind die Streckgrenze  $R_e$  und die Zugfestigkeit  $R_m$ . Flusstähle besitzen in der Regel eine ausgeprägte Streckgrenze. Die Definition der in Abbildung 5.4 dargestellten FAD-Grenzkurve lautet damit:

$$f(L_r) = \left(1 + \frac{L_r^2}{2}\right)^{-\frac{1}{2}} \quad \text{für} \quad 0 \leq L_r \leq 1 \quad (5.8)$$

$$f(1) = \left(\lambda + \frac{1}{2\lambda}\right)^{-\frac{1}{2}} \quad \text{für} \quad L_r = 1 \quad (5.9)$$

$$f(L_r) = f(1) \cdot L_r^{\frac{N_{FAD}-1}{2N_{FAD}}} \quad \text{für} \quad 1 < L_r < L_{r,max} \quad (5.10)$$

Die Definitionen der in den Formeln 5.8 bis 5.10 enthaltenen Parameter lauten:

$$\lambda = 1 + \frac{E \cdot \Delta\varepsilon}{R_{eL}} \quad (5.11)$$

$$\Delta\varepsilon = 0,0375 \cdot \left(1 - \frac{R_{eL}}{1000}\right) \quad (5.12)$$

$$N_{FAD} = 0,3 \cdot \left(1 - \frac{R_{eL}}{R_m}\right) \quad (5.13)$$

$$L_{r,max} = 0,5 \cdot \left(\frac{R_{eL} + R_m}{R_{eL}}\right) \quad (5.14)$$

Bei der Bewertung der Sicherheit gegen Bruch mit Hilfe des FAD wird zunächst ein Koordinatenpaar für die Achswerte  $L_r$  und  $K_r$  gebildet. Befindet sich der im Diagramm eingetragene Koordinatenpunkt unterhalb der Grenzlinie, dann kann das Bauteil unter den zugrunde gelegten Parametern Risstiefe, Bauteilbeanspruchung und den Widerstandswerten plastische Grenzlast und Bruchzähigkeit als tragfähig angesehen werden. Befindet sich der Koordinatenpunkt außerhalb der Grenzlinie, dann ist das Bauteil bruchgefährdet.

Mit dem FAD kann entweder bei einer gegebenen Risstiefe die kritische Last bestimmt werden, für die gerade noch sicheres Bauteilverhalten besteht, oder bei einer gegebenen Bauteilbeanspruchung kann die kritische Risstiefe ermittelt werden.

Für das Beispiel aus Abschnitt 3.3.2.6 (Abbildung 3.27) ist die Anwendung des FAD in Abbildung 5.4 dokumentiert. Die einzelnen  $L_r - K_r$  Koordinatenpunkte wurden iterativ sowohl für eine variable Risstiefe und konstante Bauteilspannung als auch für variable Bauteilspannung und konstante Risstiefe bestimmt. Der jeweils letzte Datenpunkt vor der Grenzlinie kennzeichnet die gesuchte kritische Größe.

Für das dargestellte Beispiel würde bei einer Risstiefe von 10 mm und einer Steigerung der Last bis zum Bruch bei 135 MPa sprödes Versagen auftreten. Bei einer Bauteilspannung von 80 MPa, welche als Oberspannung einer zyklischen Beanspruchung auftritt, würde ein daraus resultierend wachsender Riss bei einer Risstiefe von ca. 18 mm plastisches Versagen hervorrufen.

Für typische Konstruktionsdetails von genieteten Eisenbahnbrücken wurde von Hensen [42] eine umfangreiche Parameteruntersuchung zu kritischen Risstiefen durchgeführt und die Ergebnisse tabellarisch und grafisch aufbereitet.

### 5.1.3. Lastreihenfolge

#### Lastreihenfolge aus werkstoffmechanischer Sicht

Der Spannungsintensitätsfaktor  $K$  beschreibt das Spannungsfeld vor der Rissspitze bei linearem Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung. Der dabei vorausgesetzte Ausrundungsradius vor der Rissspitze von  $1/\infty$  führt bei numerischen Betrachtungen zu einer Spannungssingularität unmittelbar an der Rissspitze. In realen Bauteilen bildet sich vor der Rissspitze eine plastische Zone aus [93, S.44]. Die Größe der plastischen Zone ist unter anderem vom elastisch-plastischen Materialverhalten und der Höhe der Rissspitzenbeanspruchung abhängig. Das Vorhandensein der plastischen Zone ist für das von Elber [28] beschriebene vorzeitige plastizitätsinduzierte Riss schließen verantwortlich (vgl. Erläuterung in Abschnitt 3.3.2.5).

Bei zyklischen Beanspruchungen mit unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus hat die zeitlich veränderliche Größe der plastischen Zone Einfluss auf die Risswachstumsgeschwindigkeit. Eine Wachstumsverzögerung, also eine Absenkung der Risswachstumsgeschwindigkeit tritt ein, wenn auf eine Grundschwingung mit gleichbleibender Oberlast eine deutlich größere Spitzenlast eingestreut wird [93, S. 464]. Die Verringerung der Wachstumsgeschwindigkeit kann sofort oder verzögert auftreten. In Abhängigkeit vom Verhältnis von Spitzenlast zu

Grundlast ist es auch möglich, dass sich die Risswachstumsgeschwindigkeit wieder ihrem ursprünglichen Wert annähert.

Eine Beschleunigung des Risswachstums tritt beim Einstreuen einer Drucklast in die Grundschwingung mit Zugbeanspruchung auf. Für die praktische Berechnung an Eisenbahnbrücken hat dieser Fall keine Relevanz.

### Lastreihenfolge im Bereich II der Rissfortschrittskurve

Im Geltungsbereich der LEBM ist im Bereich II der Rissfortschrittskurve (s. Abbildung 2.3) das Risstiefenwachstum unabhängig von der Reihenfolge der auftretenden Belastung. Es gilt das Prinzip der linearen Schadensakkumulation [93, S. 623]. Die Aussage soll durch die beiden Darstellungen in Abbildung 5.5 verdeutlicht werden.

Eine gerissene Struktur mit einer Anfangsrisstiefe  $a_0$  wächst in einem Intervall  $N_0$  bis  $N_1$  durch Beanspruchung mit einer zyklische Spannungsamplitude  $\sigma_1$  und anschließend im Intervall  $N_1$  bis  $N_2$  unter Beanspruchung mit der Spannungsamplitude  $\sigma_2$ . Die Risstiefe  $a_2$  am Ende des Gesamtintervalls ist unabhängig davon, ob zunächst  $\sigma_1$  mit der Lastspielzahl  $N_1 - N_0$  wirkt und dann  $\sigma_2$  mit der Lastspielzahl  $N_2 - N_1$  oder umgekehrt erst  $\sigma_2$  und dann  $\sigma_1$  (unter der Voraussetzung  $N_1 - N_0 = N_2 - N_1$ ).

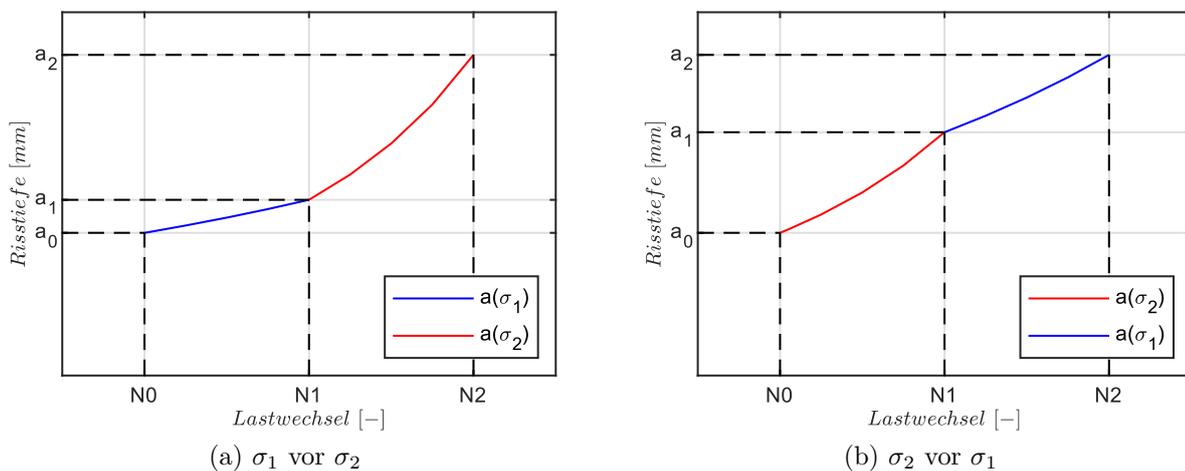


Abbildung 5.5.: Reihenfolgeeinfluss im Bereich der Paris-Gerade

### Lastreihenfolgeeinfluss des Schwellenwertes

Mit der Berücksichtigung des Schwellenwertes sind die Rissfortschrittsberechnungen nicht mehr reihenfolgeunabhängig. Betrachtet man ein zweistufiges Kollektiv aus dem Beispiel

des letzten Absatzes und setzt voraus, dass der Spannungsintensitätsfaktor für die kleinere Kollektivstufe gerade kleiner als der Schwellenwert ist ( $\Delta K_1 < \Delta K_{th}$ ), und die größere Kollektivstufe größer als der Schwellenwert ( $\Delta K_2 > \Delta K_{th}$ ), dann wächst der Riss, wenn alle  $\Delta K_2$  vor den  $\Delta K_1$  auftreten, infolge des gesamten Kollektives. Wenn jedoch alle  $\Delta K_1$  zeitlich vor  $\Delta K_2$  auftreten, dann wächst der Riss nur infolge  $\Delta K_2$  und die Ergebnisse für das Risswachstumsintervall werden sich folglich unterscheiden.

### **Konsequenzen aus dem Lastreihenfolgeeffluss für die Rissfortschrittsberechnung bei Eisenbahnbrücken**

Der vom Materialverhalten abhängige Reihenfolgeeffekt wirkt sich in den meisten Fällen wachstumsverzögernd aus [93, S. 683]. Damit werden konservative Ergebnisse erzielt, wenn eine rechnerische Berücksichtigung nicht erfolgt.

Der Reihenfolgeeffekt infolge des bruchmechanische Schwellenwertes kann in der Praxis eine Bedeutung auf die rechnerisch ermittelten Zeitintervalle haben. In den Berechnungen von Risswachstumsintervallen nach dem Schema in Abbildung 5.1 wird vorausgesetzt, dass innerhalb des ermittelten Intervalls die Beanspruchungshöhe annähernd gleich bleibt, d.h. es kommt zu keiner Änderung des Auslastungsfaktors  $\eta$  und zu keiner Änderung der Verkehrszusammensetzung. Die Reihenfolge der Züge erfolgt zufällig anhand einer Gleichverteilung. Unter dieser Voraussetzung wird ein konservatives Ergebnis dadurch erreicht, dass die je Zugüberfahrt ermittelten Spannungskollektive nach der Größe sortiert und die Risstiefenzuwächse beginnend mit dem Maximalwert bestimmt werden.

Trifft die Voraussetzung des annähernd gleichen Eisenbahnbetriebes nicht zu, kann das dazu führen, dass sich Risse, die keiner Ausbreitung unterliegen, infolge geänderter Beanspruchungsdoppelamplituden zu schnell wachsenden Rissen entwickeln. Das kann z.B. durch Ausweitung des Güterverkehrs auf einem bestimmten Streckenabschnitt eintreten.

## **5.2. Einflussgrößen auf das Risswachstum**

In diesem Abschnitt soll anhand einiger Beispielrechnungen der Einfluss der bruchmechanischen Materialkennwerte, der Querschnittsauslastung, der Verkehrsmischung, des Spannungsverhältnisses  $R$ , der Systemstützweite, der Anfangsrisstiefe  $a_0$  und der Größe der Nietklemmspannung auf das Ergebnis von Risswachstumsberechnungen veranschaulicht werden.

Allen Berechnungen in diesem Abschnitt liegt das statische Modell des Einfeldträgers und der Nietverbindungstyp zwei (s. Abbildung 4.6b) zu Grunde. Die Geometrie des Nietmodells

beträgt bei allen Berechnungen  $d_{schaft} = 22$  mm,  $l_{schaft} = 42$  mm,  $2W = 120$  mm,  $t_{blech} = 14$  mm.

In Abbildung 5.6 sind Risswachstumsintervalle in Abhängigkeit des Paris-Exponenten  $m_{Pa}$  für verschiedene Stützweiten, unterschiedliche Anfangsrisstiefen und jeweils mit und ohne die Berücksichtigung des Beanspruchungsverhältnisses  $R$  dargestellt.

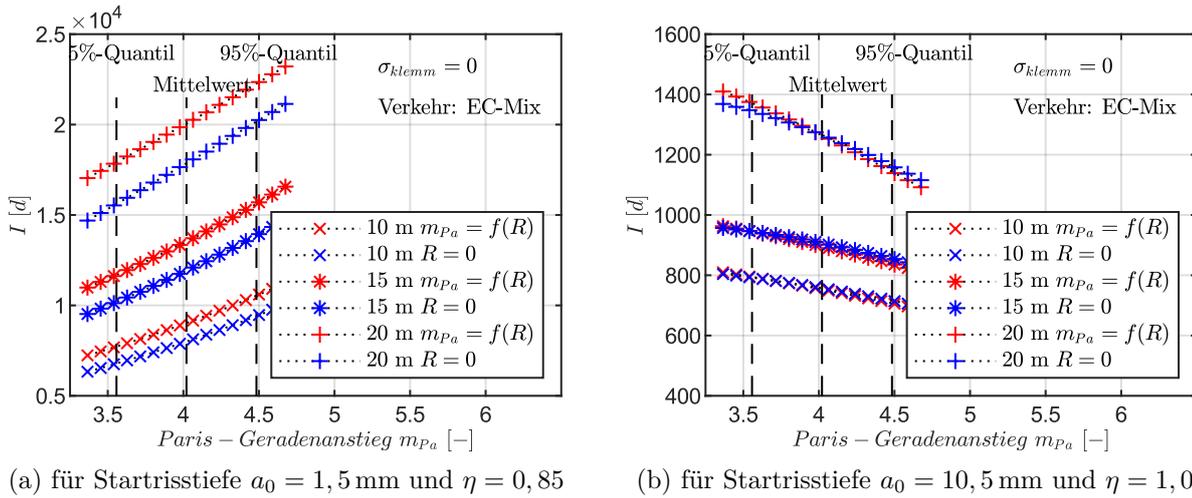


Abbildung 5.6.: Risswachstumsintervalle  $I$  in Abhängigkeit des Paris-Geradenanstieges  $m_{Pa}$  und der Stützweite für unterschiedliche Querschnittsauslastungen und Anfangsrisstiefen

Abbildung 5.6a zeigt die Ergebnisse für eine kurze Anfangsrisstiefe (1,5 mm ab Nietlochrand) und eine geringe Querschnittsauslastung. Für diesen Fall führen steilere Paris-Geradenanstiege zu längeren Risswachstumsintervallen. Abbildung 3.29a zeigt den Zusammenhang zwischen  $m_{Pa}$  und der Risswachstumsgeschwindigkeit. Für Werte für die Rissspitzenbeanspruchung  $< \Delta K_0$  führen steilere Geradenanstiege zu kleineren Risswachstumsgeschwindigkeiten. Offensichtlich trifft dies für einen Großteil der Beanspruchungswechsel der in Abbildung 5.6a dargestellten Konstellation zu.

Bei hohen Querschnittsauslastungen und einer größeren Anfangsrisstiefe (5 mm ab Nietkopfrand) gilt für den überwiegenden Teil der Beanspruchungswechsel  $\Delta K > \Delta K_0$ . Steilere Anstiege der Paris-Gerade führen bei einer Parameterkonstellation wie in Abbildung 5.6b dargestellt, zu kürzeren Risswachstumsintervallen.

Die in Abbildung 5.6 dokumentierten Berechnungen wurden für die beiden Fälle  $m_{Pa}$  für  $R = 0$  und  $m_{Pa} = f(R)$  durchgeführt. Der Einfluss des Beanspruchungsverhältnisses  $R$  ist anhand der Ergebnisse deutlich zu erkennen. In Kapitel 3.3 wurde gezeigt, dass mit zunehmenden  $R$ -Verhältnis die Steigung der Paris-Gerade größer wird (siehe Abbildung 3.23a). Dementsprechend führt bei der Parameterkonstellation mit kleinen Rissspitzenbe-

anspruchungen die Berücksichtigung des  $R$ -abhängigen  $m_{Pa}$  zu längeren Risswachstumszeiten und damit günstigeren Ergebnissen (Abbildung 5.6a). Bei Parameterkonstellationen mit überwiegend hohen Risspitzenbeanspruchungen ist die Berücksichtigung von  $R$  unbedingt erforderlich, um konservative Ergebnisse zu erzielen (Abbildung 5.6b).

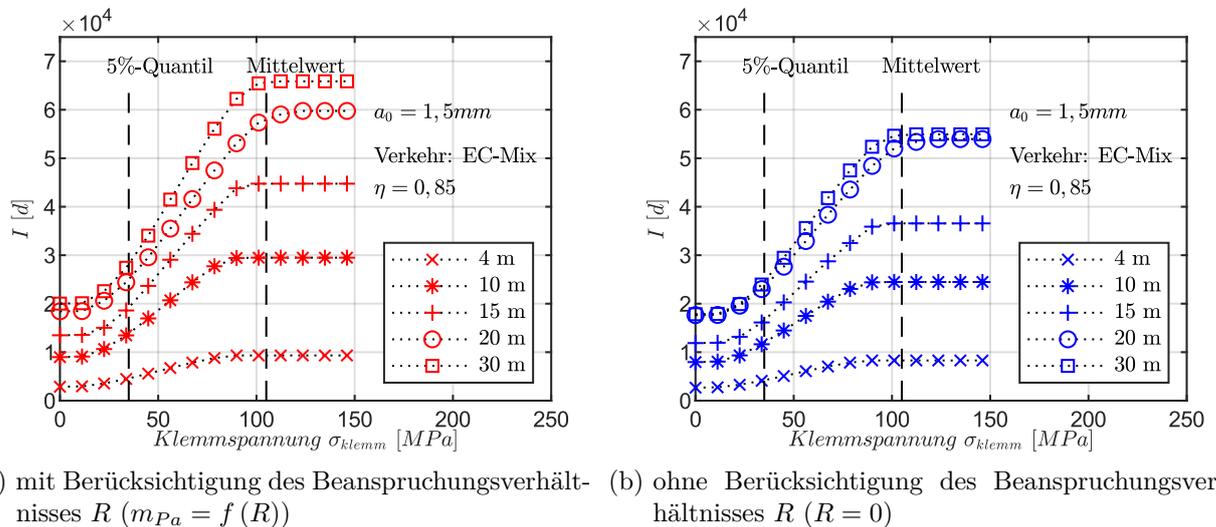


Abbildung 5.7.: Risswachstumsintervalle  $I$  in Abhängigkeit der Nietklemmspannung und der Stützweite jeweils mit und ohne Berücksichtigung des Beanspruchungsverhältnisses  $R$

Mit den in Abbildung 5.7 dargestellten Ergebnissen soll der Einfluss der Nietklemmspannung auf das Risswachstum verdeutlicht werden. Die Berechnungen erfolgten für Klemmspannungen, die den experimentell ermittelten Klemmspannungen entsprechen. Für alle Stützweiten und Auslastungsgrade werden mit zunehmender Klemmspannung längere Risswachstumszeiten ermittelt. Gegenüber der Berechnung ohne Klemmspannung kann das Risswachstumsintervall bis ca. dreimal so lang sein.

Nietklemmspannungen, die größer sind als ca. der Mittelwert der Versuchsergebnisse führen zu keiner weiteren Risswachstumsverzögerung. Dies ist darauf zurückzuführen, dass mit dem verwendeten Modell nur die Verzögerung infolge der Reibung an den Blechoberflächen berücksichtigt wird. Wenn an den Blechoberflächen infolge des Verhältnisses von Normalbeanspruchung zu Tangentialbeanspruchung ein Zustand eintritt, bei dem keine Gleitbewegung und damit keine Rissöffnung stattfindet, dann wirkt sich eine weitere Steigerung der Normalspannung nicht auf das Risswachstum aus.

Abbildung 5.8 zeigt den Einfluss der Querschnittsauslastung  $\eta$  auf die Zeitintervalle für das Risswachstum.

Die Querschnittsauslastung wirkt sich direkt auf den Spannungsintensitätsfaktor und damit bei jedem Rissmodell auf den Verlauf des Risswachstums aus.

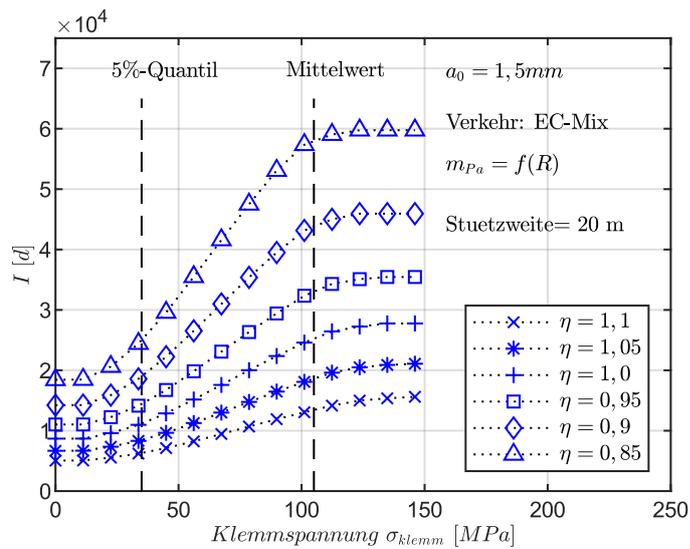


Abbildung 5.8.: Risswachstumsintervalle  $I$  in Abhängigkeit der Nietklemmspannung und des Auslastungsfaktors

Für das vorgestellte Modell der Berücksichtigung der Nietklemmung beeinflusst der Auslastungsfaktor zusätzlich den Parameter  $\omega$  nach Gleichung (4.17) und damit die Verzögerung des Risswachstums infolge Nietklemmung und Reibung.

Allen Berechnungen in diesem Kapitel liegen die im Eurocode [21] genormten Verkehrsmischungen zu Grunde. Die pro Tag zu berücksichtigenden Zugzahlen sind für alle normierten Verkehrsmischungen so zusammengestellt, dass die aufsummierten Achslasten eine Gesamttonnage von  $25e+6$  [t/Jahr] ergeben. Die Verkehrsmischung für den Nahverkehr ist gegenüber dem Mischverkehr durch Züge mit geringeren Achslasten gekennzeichnet. Um das Kriterium der gleichen Gesamttonnage zu erfüllen, ist die Anzahl der Züge jedoch wesentlich größer. Die aus den Zugüberfahrten resultierenden Beanspruchungskollektive unterscheiden sich somit wesentlich. Der Unterschied, der aus unterschiedlichen Verkehrsmischungen resultiert, ist für einige Beispielparameter in Abbildung 5.9 dargestellt.

Um bei der Bewertung von Bauwerken ein möglichst realistisches Ergebnis zu erzielen, ist die Kenntnis der Verkehrszusammensetzung eine wesentliche Eingangsgröße. Die Überarbeitung der Richtlinie 805 [85] trägt diesem Umstand durch die Differenzierung der Verkehrsarten beim Betriebszeitintervallnachweis Rechnung.

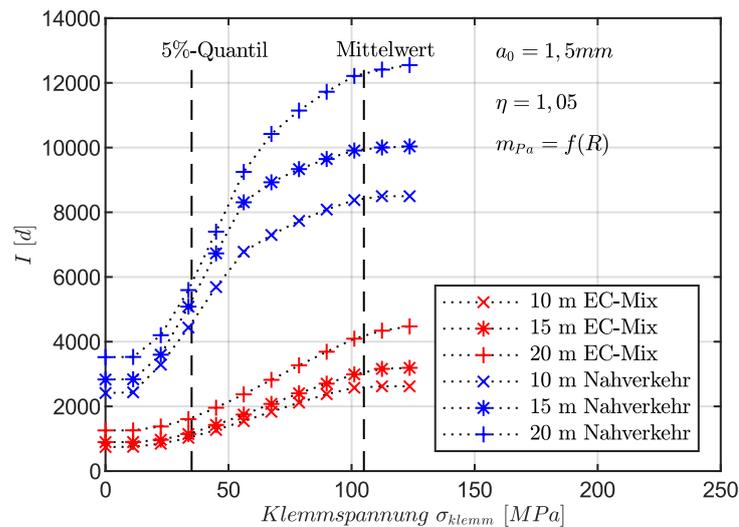


Abbildung 5.9.: Risswachstumsintervalle  $I$  in Abhängigkeit der Nietklemmspannung und der Stützweite für verschiedene Verkehrsmischung

## 5.3. Probabilistische Betrachtung des Risswachstums

### 5.3.1. Grundlagen

Das Versagen einer Konstruktion infolge von Materialermüdung wird in DIN EN 1990 als Grenzzustand der Tragfähigkeit beschrieben [20, Abschnitt 3.3]. Die zeitliche Veränderlichkeit des Materialwiderstandes beim Ermüdungsversagen unterscheidet sich wesentlich von anderen Versagensarten (Festigkeit, Stabilität etc.). Auf diesen Unterschied wird im genannten Regelwerk mit der Definition des Grenzzustandes der Materialermüdung Bezug genommen. Das eigentliche Versagen bei Ermüdung erfolgt, nachdem das Bauteil infolge eines oder mehrerer unter zyklischer Beanspruchung wachsender Risse so weit geschwächt ist, dass der Widerstand kleiner ist als die Beanspruchung. Die zeitliche Veränderung des Bauteilwiderstandes wird bei Anwendung der Bruchmechanik mit der rechnerischen Ermittlung der Abhängigkeit der Rissgröße von der Anzahl der Lastwechsel berücksichtigt.

Bei der Betrachtung der Sicherheit gegen Ermüdungsversagen ist weiterhin von Bedeutung, dass für die zu berücksichtigende Beanspruchung ein anderer Zeitraum maßgebend ist. Üblicherweise wird bei Tragfähigkeitsnachweisen die maximale innerhalb eines Bezugszeitraumes auftretende Beanspruchung zu Grunde gelegt. Als Bezugszeitraum wird dabei die gesamte Nutzungszeit des Bauwerkes betrachtet. Die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten einer kritischen Last ist zu jedem Zeitpunkt innerhalb des Bezugszeitraumes gleich groß. Für rissbehaftete Bauteile ist die versagenskritische Last abhängig von der Rissgröße (vgl. Abschnitt 5.1.2). Die Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit hat durch die rechnerisch bestimmbare

Risstiefenzunahme einen wesentlich größeren Einfluss als bei ungerissenen Bauteilen. Dieser Zusammenhang kann durch einen zeitlich veränderlichen Sicherheitsindex  $\beta_Z$  ausgedrückt werden, siehe Abbildung 5.11. Beim Konzept der Schadenstoleranz bezieht sich der Zeitraum, an dessen Ende eine definierte Sicherheit vorhanden sein muss, auf ein Inspektionsintervall (vgl. Nussbaumer [76, Abschnitt 3.2]). Das Konzept der Schadenstoleranz besagt, dass unter bestimmten Bedingungen das Auftreten von Ermüdungsrissen akzeptiert wird. Die Bedingung sind in DIN EN 1993 1-9 [22] wie folgt definiert:

- Wahl des konstruktiven Details, des Werkstoffs und des Beanspruchungsniveaus so, dass im unwahrscheinlichen Fall von Rissen ein langsames Risswachstum und große kritische Risstiefen erreicht werden könnten;
- Konstruktionen mit Umlagerungsvermögen;
- Konstruktionen, die in der Lage sind, Rissentwicklungen zu hemmen;
- leichte Zugänglichkeit für regelmäßige Inspektionen.

Die erste Bedingung bezieht sich auf die Neuplanung von Konstruktionen. Bei der Bewertung von bestehenden Bauwerken werden die kritische Risstiefe und die Geschwindigkeit des Risswachstums anhand des konstruktiven Details und des Beanspruchungsniveaus explizit ermittelt.

Genietete Querschnitte sind durch ihre Gliederung in einzelne Querschnittselemente (Lamellen, Gurtwinkel etc.) in der Lage das Risswachstum zu hemmen, bzw. es besteht zwischen den Querschnittselementen die Möglichkeit der Beanspruchungsumlagerung. Die zweite und dritte Bedingung wird deswegen durch genietete Querschnitte sehr gut erfüllt.

Inspektion und Zugänglichkeit der betreffenden Konstruktion sind durch das Regelwerk der Infrastrukturbetreiber sichergestellt. In Deutschland gilt dafür für die Eisenbahnen des Bundes die Richtlinie 804 [84].

Das Ziel probabilistischer Betrachtungen im Bauwesen ist die Bestimmung von Versagenswahrscheinlichkeiten. Die Ausgangsgrößen sind Dichteverteilungen des Bauteilwiderstandes  $R_{BT}$  und der Bauteilbeanspruchung  $E_{BT}$ . Die beiden Ausgangsgrößen sind Funktionen von in der Regel mehreren unabhängigen Basisvariablen  $X_i$ . Die Differenz aus Widerstand und Beanspruchung:

$$Z = R_{BT} - E_{BT} \quad (5.15)$$

heißt Sicherheitsabstand  $Z$  (vgl. Späthe [95, S.74]). Er grenzt den unsicheren Bereich (Versagen bei  $Z < 0$ ) vom sicheren Bereich ( $Z > 0$ ) ab.  $Z$  ist damit eine Funktion der Basisvariablen  $X_i$  und wird allgemein als Grenzzustandsgleichung bezeichnet:

$$Z = g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_m) \quad (5.16)$$

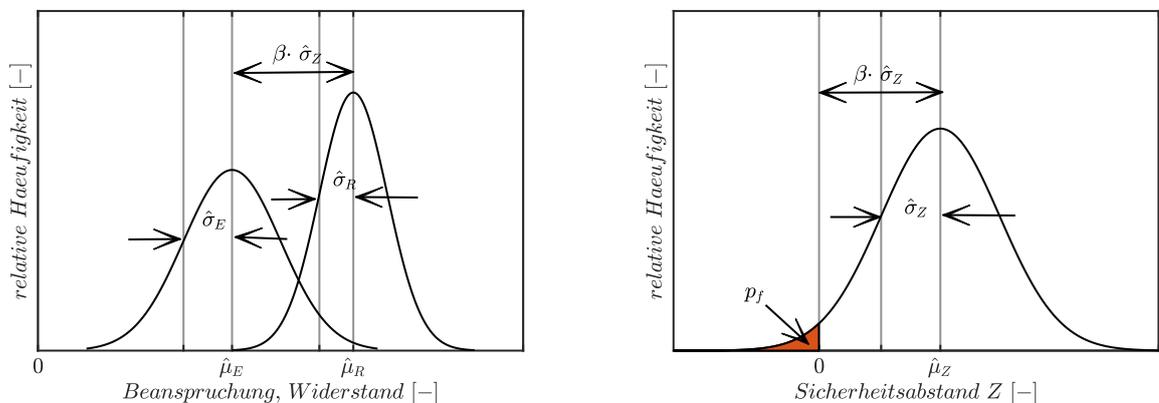
Die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  ist das Integral über die Dichteverteilung von  $Z$  von  $-\infty$  bis 0 und kann mit dem sogenannten Faltungsintegral (vgl. z.B. [92, S. 71] ermittelt werden:

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} f_E(x) \cdot F_R(x) \cdot dx = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} F_E(x) \cdot f_R(x) \quad (5.17)$$

Für den Sonderfall einer linearen Grenzzustandsfunktion und normalverteilter Beanspruchungs- bzw. Widerstandsfunktionen ist die Gleichung geschlossen lösbar. Für allgemeine Fälle nicht-linearer Grenzzustandsfunktionen und nicht normalverteilter Randverteilungen existieren analytische Näherungsverfahren. Eines der gebräuchlichsten Verfahren ist die First Order Reliability Method (FORM). Der Eurocode [20, Anh. C] lässt neben den analytischen Näherungsverfahren auch numerische Verfahren für die vollständige probabilistische Berechnung zu. In den nachfolgenden Berechnungen findet die Monte-Carlo-Simulation als numerisches Näherungsverfahren Anwendung.

Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_Z$  gibt an, mit welchem Faktor die Standardabweichung der Dichteverteilung des Sicherheitsabstandes multipliziert werden muss, um den Erwartungswert des Sicherheitsabstandes zu erhalten und ist definiert mit:

$$\beta_Z = \frac{\hat{\mu}_Z}{\hat{\sigma}_Z} \quad (5.18)$$



(a) Dichteverteilungen von Beanspruchung  $E_{BT}$  und Widerstand  $R_{BT}$       (b) Dichteverteilung des Sicherheitsabstandes  $Z$

Abbildung 5.10.: Prinzipdarstellung probabilistischer Betrachtung

Betrachtet man das Versagen einer gerissenen Konstruktion als zeitlich unabhängigen Vorgang, dann kann mit dem in Abschnitt 5.1.2 erläuterten Failure-Assessment-Diagramm der Nachweis der Versagenssicherheit geführt werden. Die in dem Nachweis enthaltene Risstiefe ist dann beispielsweise ein Fehler, der im Zuge der Herstellung entstanden ist, aber nicht unter zyklischer Beanspruchung wächst. Für den speziellen Anwendungsfall von durch Niete angeschlossenen Winkelstreben von Stahlgittermasten wurden dazu Untersuchungen von Sieber [94] durchgeführt.

Eine probabilistische Betrachtung des kompletten Ermüdungsvorganges von Stahlbrücken, also des Risswachstums und des Versagens und damit einer zeitlich veränderlichen Versagenswahrscheinlichkeit wurde von Geißler [34] durchgeführt. Als Basisvariablen werden in den Untersuchungen die Fließgrenze, der Paris-Parameter  $C_{pa}$ , der Paris-Exponent  $m_{pa}$ , die Risszähigkeit  $K_c$  und die Anfangsrisstiefe  $a_0$  verwendet.

Die im Kapitel 3 experimentell bestimmten Kennwerte der Nietklemmung, des Reibbeiwertes und der bruchmechanischen Risswachstumskenngrößen beziehen sich ausschließlich auf das Risswachstum und nicht auf das Versagen gerissener Bauteile. Deshalb werden nachfolgend die Vorgänge Risswachstum und Versagen gerissener Bauteile getrennt betrachtet.

Das Ergebnis von Risswachstumsberechnungen bei gegebener Endrisstiefe sind Lastwechselzahlen (bzw. daraus abgeleitete Inspektionsintervalle). Im JRC-Report [57, S. 24] wird vorgeschlagen, die Anzahl der Lastwechsel  $N_c$  bis zum Erreichen der kritischen Risstiefe  $a_c$  als Beanspruchungsgröße  $E_{BT}$  zu verwenden. Das Einsetzen der Gleichung (5.1) in Gleichung (5.15) bzw. (5.16) ergibt damit:

$$g(X) = N_c - N = \int_{a_0}^{a_c} \frac{da}{C_{Pa} \cdot \Delta K^{m_{Pa}}} - N_{insp} \quad (5.19)$$

Die Anzahl der Lastwechsel zwischen den Inspektionen  $N_{insp}$  ist jedoch keine stochastische Größe, sondern basiert auf einer administrativen Festlegung und ist somit im mathematischen Sinne eine Konstante. Die Form der Dichteverteilung des Sicherheitsabstandes  $Z$  entspricht damit der Form der Dichteverteilung der Beanspruchungsgröße  $E_{BT}$  in Abbildung 5.10a.

Die Vorgehensweise bei der probabilistischen Betrachtung des Risswachstums kann damit folgendermaßen interpretiert werden:

- Das Ergebnis der probabilistischen Risswachstumsberechnung ist die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Ermüdungsrisses mit  $a \geq a_c$  in Abhängigkeit von der Länge des Zeitintervalls für das Risswachstum (s. Abbildung 5.12). Das Inspektionsintervall muss so festgelegt werden, dass die zugehörige Auftretenswahrscheinlichkeit für  $a \geq a_c$  kleiner ist als die in der Norm geforderte Wahrscheinlichkeit des Grenzzustandes. Ent-

sprechend des Konzeptes der Schadenstoleranz kann auf das Ereignis des Auftretens eines Ermüdungsrisses mit geeigneten Maßnahmen (z.B. Instandsetzung) reagiert werden. Im Sinne der Norm handelt es sich damit um den Grenzzustand der Ermüdung.

- Das Sicherheitsniveau des Gesamtsystems ist im Zeitraum zwischen den Inspektionen so groß wie die kleinste Sicherheit eines einzelnen Tragfähigkeitsnachweises (vgl. [34, S. 205]). Daraus folgt, dass auch für die Festlegung der kritischen Risstiefe der entsprechende Zielwert des Zuverlässigkeitsindex gelten muss. Bei der Bestimmung der kritischen Risstiefe  $a_c$  auf der Basis des FAD handelt es sich damit um den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit.

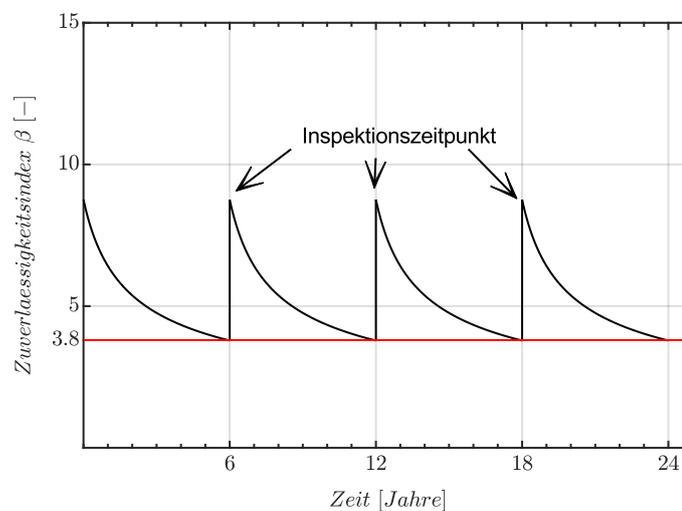


Abbildung 5.11.: Zuverlässigkeitsindex, Prinzip der Schadenstoleranz nach [76]

### 5.3.2. Bestimmung sicherer Inspektionsintervalle und wirtschaftlicher Mindestnutzungsdauern

Ausgehend von den vorangegangenen Erläuterungen der nachzuweisenden Grenzzustände sollen auf Grundlage probabilistischer Berechnungen für die praktische Anwendung geeignete charakteristische Ausgangsgrößen sowie Sicherheitsbeiwerte für Risswachstumsberechnungen bestimmt werden. Dazu werden folgende Schritte ausgeführt:

1. Festlegung des Zielwertes des Zuverlässigkeitsindex  $\beta_Z$  bzw. der korrespondierenden Versagenswahrscheinlichkeit
2. Bestimmung der kritischen Risstiefe  $a_c$  als deterministische Eingangsgröße in die Risswachstumsberechnungen
3. Bestimmung der Anzahl der erforderlichen Simulationen für die Monte-Carlo-Methode

4. Festlegung der Basisvariablen, ihrer Verteilungsfunktionen und der Parameter der Verteilungsfunktionen
5. Durchführung der Monte-Carlo-Simulation, Bestimmung der Quantilwerte aus der Verteilung der Ergebnisse
6. Risswachstumsberechnung mit deterministischen Eingangsgrößen
7. Gegenüberstellung der Ergebnisse aus 5. und 6. , Kalibration von Sicherheitsfaktoren
8. Überprüfung der Eingangsgröße kritische Risstiefe  $a_c$

### 1. Zielwert des Zuverlässigkeitsindex $\beta_Z$

Wie bereits erwähnt werden die Vorgänge Risswachstum und Versagen der gerissenen Konstruktion getrennt betrachtet. DIN 1990 [20, Tabelle C.2] definiert Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex  $\beta_Z$ . Für den Grenzzustand der Ermüdung wird ein Bereich von  $\beta_Z = 1,5 - 3,8$  in Abhängigkeit von Zugänglichkeit, Schadenstoleranz und Wiederinstandsetzbarkeit angegeben.

Das Verfahren der Bestimmung von Inspektionsintervallen setzt die Zugänglichkeit voraus. Genietete Bauteile sind in Regel durch ihre gegliederten Querschnitte sehr gut instand zu setzen. Bei der Ermittlung von Inspektionsintervallen wird nachgewiesen, dass ein sich ausbreitender Ermüdungsriss keine kritische Rissgröße erreicht. Solange die tatsächliche Rissgröße kleiner ist als die kritische Rissgröße besteht Schadenstoleranz. Unter diesen Voraussetzungen wird den folgenden Betrachtungen ein Zuverlässigkeitsindex  $\beta_Z = 1,5$  zugrunde gelegt.

Die Sicherheit gegen Bruch der gerissenen Konstruktion wird mit der Ermittlung der kritischen Risstiefe nachgewiesen. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird in [20] ein Wert von  $\beta_Z = 3,8$  vorgegeben.

Die zu dem Zuverlässigkeitsindex gehörende Versagenswahrscheinlichkeit errechnet sich aus der kumulativen Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung:

$$p_f = 1 - \Phi(\beta_Z) \quad (5.20)$$

Für den Ermüdungsfall ergibt sich damit  $p_f = 0,0667$ . Genaugenommen ist der Begriff Versagenswahrscheinlichkeit im Fall der Schadenstoleranz nicht exakt. Es handelt sich eher um die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Ereignisses (das Auftreten eines Ermüdungsrisses mit  $a \geq a_c$ ), welches aber nicht mit Versagen gleichzusetzen ist. Wegen der Kompatibilität zum Eurocode wird der Begriff jedoch beibehalten.

## 2. Kritische Risstiefe $a_c$

Bei der getrennten Betrachtung von Risswachstum und Bauteilversagen ist die kritische Rissgröße  $a_c$  in den durchgeführten Risswachstumsberechnungen eine deterministische Eingangsgröße. Zum Zeitpunkt der Inspektion muss das betrachtete Bauteil mindestens noch eine Sicherheit gegen Ermüdungsversagen dem Zuverlässigkeitsindex  $\beta_Z = 3,8$  entsprechend aufweisen (vgl. Abbildung 5.11).

Die probabilistische Beschreibung des Bauteilversagens ist nicht Gegenstand dieser Arbeit. Für die Gewährleistung von  $\beta_Z = 3,8$  wird deshalb auf bestehende Ansätze aus der Literatur zurückgegriffen. Grundlage für die Bestimmung der Versagenssicherheit ist das FAD (Abschnitt 5.1.2). Um Versagen zu vermeiden muss der Bemessungswert des Widerstandes  $R_{BT,d}$  größer sein als der Bemessungswert der Beanspruchung  $E_{BT,d}$ :

$$E_{BT,d} < R_{BT,d} \quad (5.21)$$

Bei Verwendung der Kraft im zugbeanspruchten Bauteil als nachzuweisender Parameter lautet Gleichung (5.21):

$$F_d < \frac{F_{grenz}}{\gamma_M} \quad (5.22)$$

mit der mit Hilfe des FAD ermittelten Grenztragfähigkeit:

$$F_{grenz} = f(a, R_{eL}, R_m, K_{Ic}, Y) \quad (5.23)$$

Wie bereits im Zusammenhang mit der Anwendung des FAD erläutert (vgl. Abschnitt 5.1.2), wird mit der Gleichung (5.22) sowohl das potentiell spröde als auch das mögliche duktile Versagen beschrieben.

Der Nachweis der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahnbrücken erfolgt in der Regel auf der Basis der Richtlinie 805[85]. Für eine aktuell stattfindende Überarbeitung und Anpassung an die Konzepte der Eurocodes wurde die Spezifik bestehender Eisenbahnbrücken bei der Sicherheitsbetrachtung durch Grünberg [38] untersucht. Der Fall des spröden Versagens eines gerissenen Bauteils ist in diesem Hintergrundbericht nicht mit behandelt. Für die Überarbeitung des normierten Betriebszeitnachweises wird in [69] auf Festlegungen des Berichts [30] zurückgegriffen. Demnach kann das spröde Versagen als eine außergewöhnliche Bemessungssituation aufgefasst werden. Die Einwirkungen der linken Seite der Gleichung 5.22 können demnach wie folgt ermittelt werden:

$$E_d = E_{G1k} + E_{G2k} + \psi_{1,1} \cdot E_{Qk,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot E_{Qk,i} \quad (5.24)$$

Die eigentliche außergewöhnliche Beanspruchungsgröße ist die Temperatur. Sie ist in der Gleichung (5.24) nicht enthalten. Sie wird nach den Vorschlägen in [30] implizit berücksichtigt, indem auf der Widerstandsseite die Risszähigkeit für eine Bemessungstemperatur von  $-30^\circ\text{C}$  ermittelt wird. Dem liegt die Überlegung zu Grunde, dass sich die Bemessungstemperatur auf einen Bezugszeitraum von 50 Jahren bezieht und das gleichzeitige Auftreten einer Beanspruchung ebenfalls mit einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren nur eine sehr kleine Wahrscheinlichkeit besitzt. Die Betrachtungsweise berücksichtigt allerdings nur das Versagen infolge Sprödbbruch. Für duktilen Versagen ist entsprechend [21] bzw. [38] die ständige und vorübergehende Bemessungssituation zu verwenden.

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot E_{G1k} + \gamma_{G2} \cdot E_{G2k} + \gamma_{Q,1} \cdot E_{Qk,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot E_{Qk,i} \quad (5.25)$$

Der Bemessungswert der Einwirkungen  $E_d$  steht für die Zugkraft  $F_d$  aus Gleichung (5.22).  $F_d$  kann ersetzt werden mit:

$$F_d = \sigma_{brut,d} \cdot t_{blech} \cdot 2W \quad (5.26)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert der Widerstandsseite  $\gamma_M$  wird als Reziprokwert bei der Beanspruchung berücksichtigt. Damit folgt aus den Gleichungen (5.23) und (5.26):

$$\gamma_M \cdot (\sigma_{brut,d} \cdot t_{blech} \cdot 2W) < F_{grenz}$$

Mit der aus Gleichung (5.25) bestimmten Bruttobauteilspannung  $\sigma_{brut,d}$  soll eine kritische Risstiefe  $a_c$  so bestimmt werden, dass die Funktion 5.23 gerade so erfüllt ist. Da für  $F_{grenz}$  zwei unterschiedliche Versagensmodi existieren und von vornherein nicht feststeht, ob duktilen oder sprödes Versagen maßgebend wird, ist Gleichung (5.23) keine stetige Funktion und damit nicht explizit lösbar. Auf iterativem Weg wird die Risstiefe  $a$  für den Fall bestimmt, dass bei einer Bauteilspannung von  $\gamma_M \cdot \sigma_{brut}$  die Bedingungen des FAD für sicheres Bauteilverhalten gerade noch erfüllt sind. Die Risstiefe  $a$  entspricht dann der kritischen Risstiefe  $a_c$ . Die Abbildung 6.4 im Anwendungsbeispiel des Kapitel 6 verdeutlicht die Vorgehensweise.

Nachfolgend werden die in den Simulationsrechnungen verwendeten konkreten Zahlenwerte erläutert:

- Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkung: Entsprechend [85] und [38] wird für die stän-

digen Einwirkungen  $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,2$  und für die Einwirkung aus der Eisenbahnverkehrslast  $\gamma_{Q1} = 1,3$  verwendet

- Bauteilbruttopannung  $\sigma_{brut}$ : Die maximale Bauteilbeanspruchung infolge vertikaler Eisenbahnverkehrslasten ergibt sich aus dem Auslastungsgrad  $\eta$ , definiert in Abschnitt 5.2. Die Beanspruchung aus ständigen Lasten wird mit 10% der Beanspruchung aus Verkehrslast abgeschätzt. Weitere veränderliche Lasten werden in der Simulation nicht berücksichtigt. Die Beanspruchungen werden nach Gleichung (5.25) bestimmt. Von der möglichen Reduzierung der Beanspruchung bei sprödem Versagen nach Gleichung (5.24) wird in den Simulationsrechnungen kein Gebrauch gemacht.
- Materialkennwerte: Für die Risszähigkeit von alten Flusstählen werden die Ergebnisse der Untersuchungen von Sieber [94] benutzt. Als 5%- Quantilwert kann demnach  $54,5 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$  ( $= 1723 \text{ MPa}\sqrt{\text{mm}}$ ) verwendet werden. Für die Streckgrenze von Flussstahl wird auf die Angaben aus [85] zurückgegriffen. Der dort angegebene Wert von  $R_e = 235 \text{ MPa}$  basiert auf der oberen Streckgrenze. Die im FAD benötigte untere Streckgrenze wird mit  $R_{eL} = 0,95 \cdot R_e = 223 \text{ MPa}$  abgeschätzt.
- Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes: Die Richtlinie 805 [85] gibt  $\gamma_M = 1,2$  für Tragfähigkeitsnachweise an. Der Eurocode [23] fordert für zugbeanspruchte Bauteile  $\gamma_{M2} = 1,25$ . Sieber ermittelt für die Grenztraglast gelochter Winkelprofile  $\gamma_M = 1,21$  (für Anschlüsse mit mehreren Verbindungsmitteln). Da für die hier betrachteten Bauteile (in der Regel Lamellen als gelochte Bleche) keine weiteren Untersuchungen vorliegen, wird ein  $\gamma_M = 1,25$  in allen Berechnungen verwendet.

### 3. Anzahl der erforderlichen Simulationen

Die Bestimmung der zu  $p_f$  gehörenden Risswachstumsintervalle erfolgt vollständig probabilistisch. Die Vorgehensweise entspricht [20, Bild C.1]. Dabei soll als numerisches Lösungsverfahren die Monte-Carlo-Methode [71] zur Anwendung kommen. Bei der Monte-Carlo-Methode wird eine bestimmte Anzahl theoretischer „Versuche“ für das zu lösende Problem durchgeführt. Die „Versuchsdurchführung“ ist dabei die Berechnung von Risswachstumsintervallen nach dem Schema in Abbildung 5.1 bzw. 5.2. Die Planung und Auswertung der Simulationen erfolgt mit Hilfe von statistischen Methoden (vgl.[95, S.132]). Die Ausgangswerte der Simulationsrechnungen werden anhand der Verteilungsfunktionen der für die Berechnungen erforderlichen Parameter mit Hilfe eines Zufallszahlengenerators bestimmt.

Die Bestimmung der erforderlichen Anzahl der Simulationen ergibt sich aus der Definition des Konfidenzintervalls für Wahrscheinlichkeiten (siehe z.B. [72, S. 219]). Sie ist unabhängig von der Anzahl der stochastischen Variablen:

$$[KI_u; KI_o] = \left[ p_f - z_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{\frac{p_f \cdot (1 - p_f)}{n}}; p_f + z_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{\frac{p_f \cdot (1 - p_f)}{n}} \right] \quad (5.27)$$

Der Wert  $z$  steht für das Quantil der Standardnormalverteilung. Das Signifikanzniveau  $\alpha$  gibt die Irrtumswahrscheinlichkeit an. Die gesuchte Anzahl der erforderlichen Simulationen ist in Formel 5.27 durch  $n$  gekennzeichnet. Die Konfidenzgrenzen werden festgelegt, in dem eine zulässige Abweichung definiert wird. Bei einer zulässigen Abweichung von  $f = 10\%$  ergibt sich die untere Konfidenzgrenze zu:

$$KI_u = p_f - (0,1 \cdot p_f) \quad (5.28)$$

Durch Einsetzen und Umstellen ergibt sich aus den Gleichungen (5.27) und (5.28):

$$n = \frac{p_f \cdot (1 - p_f)}{\left(\frac{p_f - KI_u}{z}\right)^2} \quad (5.29)$$

Mit den oben angegebenen Werten für  $p_f$  und  $f$  erhält man bei einem gewählten Signifikanzniveau von 5% eine mindestens erforderliche Anzahl an Simulationen von  $n = 5366$ .

#### 4. Basisvariablen, Verteilungsfunktionen und Parameter der Verteilungsfunktionen

Im folgenden werden die Eingangsgrößen in die Risswachstumsberechnung erläutert mit Bezug darauf, ob sie als deterministische oder stochastische Variable berücksichtigt wurden.

- Bruchmechanische Materialkennwerte: Der Paris-Geradenanstieg  $m_{Pa}$  wird mit den in Abschnitt 3.3.2.7 angegebenen Parametern der Verteilung berücksichtigt. Die Paris-Konstante  $C_{Pa}$  wird als korrelierte Variable über die Korrelationsbeziehung der Gleichung (3.15) berücksichtigt. Der in dieser Gleichung enthaltene Parameter  $A$  wird als stochastische Variable verwendet. Die Parameter für dessen Verteilungsfunktion sind ebenfalls in Abschnitt 3.3.2.7 zu finden. Für die stochastische Beschreibung des bruchmechanischen Schwellenwertes liegt keine ausreichende Datengrundlage vor. Der Schwellenwert wird als deterministischer Wert unter Berücksichtigung des  $R$ -Verhältnisses entsprechend der Hüllkurve in der Darstellung in Abbildung 3.21 verwendet.
- Geometrie des Rissmodells: Ausgehend von den Untersuchungen in [81, 94] wird für die Geometriegrößen ein Variationskoeffizient  $v_x = 0,02$  verwendet.
- Reibbeiwert: Für den Reibbeiwert sind die Streuparameter in Abschnitt 3.2.3.4 bestimmt worden. Der Variationskoeffizient beträgt  $v_x = 0,15$ .

- Nietklemmspannung: Der Mittelwert der Nietklemmspannung ist abhängig von der Nietgeometrie. Die Streuparameter der Nietklemmspannung sind in Abschnitt 3.2.3.3 dokumentiert.
- Bauteilbeanspruchung: Die maßgebliche Bauteilbeanspruchung resultiert aus vertikalen Eisenbahnverkehrslasten. Diese Lasten werden über die verwendeten Typenzüge und den daraus zusammengestellten Verkehrsmischungen entsprechend [21, Anh. D] realisiert. Alle Verkehrsmischungen werden auf eine jährliche Tonnage von  $25 \cdot 10^6$  t normiert. Der Schwingbeiwert wird nach [21] für alle Zugüberfahrten für eine Geschwindigkeit  $v = 120$  km/h ermittelt. Die Nennwerte der Achslasten der Typenzüge werden als Mittelwerte aufgefasst und als deterministische Parameter in der Berechnung verwendet. Die Streuung in der Beanspruchung des einzelnen Bauteils (der nachzuweisenden Lamelle) wird über eine Streuung des in Abschnitt 5.1.2 definierten Auslastungsfaktors  $\eta$  berücksichtigt. Mit dem Variationskoeffizient  $v_x = 0,04$  sollen Unsicherheiten des Berechnungsmodells gegenüber realen Konstruktionen, z.B. Streuungen der Stützweite und der Trägerhöhe, berücksichtigt werden. Bei dem angegebenen Variationskoeffizient handelt es sich eine Schätzung. Daten dazu wurden im Rahmen der Arbeit nicht erhoben.
- Anfangsrisstiefe: Die Anfangsrisstiefe wird als deterministischer Wert berücksichtigt. Dabei wird unterschieden nach visuellen Inspektionen und Rissdetektion mit Hilfe von Phased-Array-Ultraschall unter dem Nietkopf [97]. Bei visuellen Inspektionen wird  $a_0$  mit einer Länge von 5 mm ausgehend vom Nietkopfrand berücksichtigt. Basierend auf den Erkenntnissen der Untersuchungen an der Elbebrücke Meißen [97] wird bei Anwendung von Phased-Array-Ultraschall eine Anfangsrisstiefe von 1,5 mm ausgehend vom Nietlochrand angesetzt.
- Modellunsicherheiten: Das im Kapitel 4 beschriebene, im Rahmen dieser Arbeit entwickelte numerische Modell wurde mit Versuchen validiert (Abschnitt 4.4.3). Demnach verhält sich das Modell konservativ und enthält offensichtlich nicht alle positiven Effekte der Nietklemmung. Unschärfen, die auf das statische Modell zurückzuführen sind, wurden unter dem Punkt Bauteilbeanspruchung beschrieben. Abweichungen des globalen Modells von tatsächlichen Bauwerken (Stützweite, Steifigkeit etc.) sind über die Streuung des Auslastungsfaktors  $\eta$  berücksichtigt.

In Tabelle 6.1 ist eine Zusammenstellung der verwendeten stochastischen Größen für das konkrete Anwendungsbeispiel aufgeführt.

**5. Simulationsrechnung, Bestimmung der Quantilwerte**

Für die deterministisch festgelegten Eingangsgrößen Stützweite, Anfangsrisstiefe, bezogener Schaftdurchmesser und Verkehrsmischung werden insgesamt 110 verschiedene Parameterkonstellationen gebildet. Für jede der festgelegten Konstellationen wird eine Monte Carlo Simulation mit 6000 Realisierungen durchgeführt. Die Parameterkonstellationen sind in Anhang H dokumentiert. Aus der Verteilung der Ergebnisse für die Zeitintervalle des Risswachstums wird für jede Konstellation der Quantilwert für die Wahrscheinlichkeit  $p_f = 0,0667$  bestimmt.

Beispielhaft sind die Ergebnisse der Simulation für eine einzelne Parameterkonstellation in Abbildung 5.12 dargestellt. Die ermittelten Risswachstumsintervalle für die Berechnung mit Berücksichtigung der Nietklemmung haben einen deutlich größeren Mittelwert und eine wesentlich größere Streuung als für die Berechnung ohne Nietklemmwirkung. Der dargestellten Beispielkonfiguration liegen folgende Parameter zugrunde: Stützweite 10 m, Auslastungsfaktor  $\eta = 1,0$ , Anfangsrisstiefe  $a_0 = 1,5$  mm, Verkehrsmischung EC-Mix, Blechdicke  $t_{blech} = 14$  mm und Lochdurchmesser  $d_{schaft} = 22$  mm .

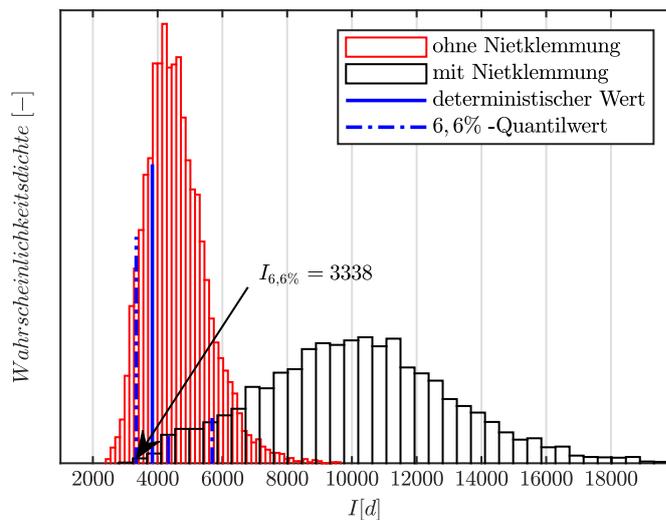


Abbildung 5.12.: Simulationsergebnisse für die Parameterkonstellation des Beispiels

**6. Berechnung mit deterministischen Eingangsgrößen**

Neben der probabilistischen Simulation wird für jede Parameterkonstellation eine Rissfortschrittsberechnung durchgeführt, bei der alle Eingangswerte deterministisch festgelegt sind. Für die Rissfortschrittsparameter sind das die charakteristischen Werte entsprechend Tabelle 3.8 bzw. Abbildung 3.29a. Für die Nietklemmspannung sind es die charakteristischen Werte

entsprechend Tabelle 3.6. Der charakteristische Wert des Reibbeiwertes wird als 5% - Quantilwert in Abschnitt 3.2.3.4 mit  $\mu_{fric} = 0,28$  angegeben. Alle geometrischen Kenngrößen werden mit ihrem Mittelwert berücksichtigt. Der Korrelationsparameter  $A$  wird ebenfalls mit seinem Mittelwert verwendet.

Die deterministisch bestimmten Ergebnisse für die im letzten Absatz beschriebene Beispielkonfiguration sind ebenfalls in Abbildung 5.12 dargestellt. Für die Berechnungen ohne Nietklemmwirkung ist der nachzuweisende Quantilwert kleiner als das deterministische Ergebnis. Für die Berechnung mit Nietklemmwirkung ist das deterministische Ergebnis kleiner und würde bereits ein konservatives Ergebnis liefern.

## 7. Gegenüberstellung der Ergebnisse, Kalibration der Sicherheitsfaktoren

An den Ergebnissen aus probabilistischen und deterministischen Berechnungen werden  $\gamma$  - Faktoren kalibriert.

Die Abbildung 5.13 enthält für alle untersuchten Parameterkonstellationen die Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den deterministischen Berechnungen zu den Quantilwerten der probabilistischen Berechnung.

Im vorletzten Schritt folgt die Festlegung der Sicherheitsfaktoren, so dass für jede Parameterkonstellation die folgende Bedingung eingehalten ist:

$$I_{insp} = \frac{I_{det}}{\gamma} \leq I_{quantil_{6,6\%}} \quad (5.30)$$

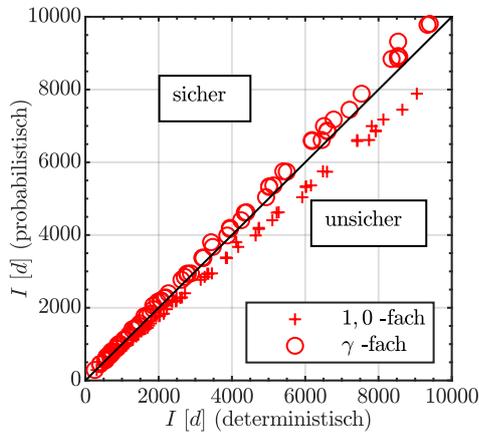
Die auf diese Weise ermittelten  $\gamma$ -Faktoren sind in Tabelle 5.1 dokumentiert. Die grafische Darstellung der Kalibrierung kann Abbildung 5.13 entnommen werden.

Tabelle 5.1.: Sicherheitsfaktoren für die Ermittlung von Risswachstumsintervallen

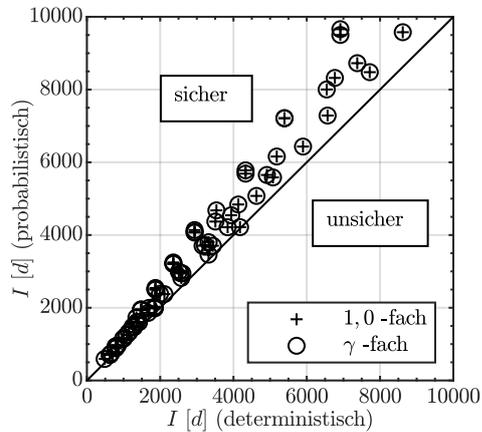
	Inspektionsintervall	Mindestnutzungsdauer
	$\gamma_{insp}$	$\gamma_{ND}$
mit Nietklemmung	1,0	0,8
ohne Nietklemmung	1,2	1,0

Die Sicherheitsfaktoren werden für den Fall mit Nietklemmspannung und für den Fall ohne Nietklemmspannung angegeben. Ohne Nietklemmung ist das Ergebnis der Risswachstumsberechnung für jede Parameterkonstellation ausschließlich von den bruchmechanischen Materialkennwerten abhängig. Die dafür angegebenen Sicherheitsfaktoren können verwendet werden, wenn die Nietklemmung nicht berücksichtigt wird. Das kann der Fall sein, wenn die

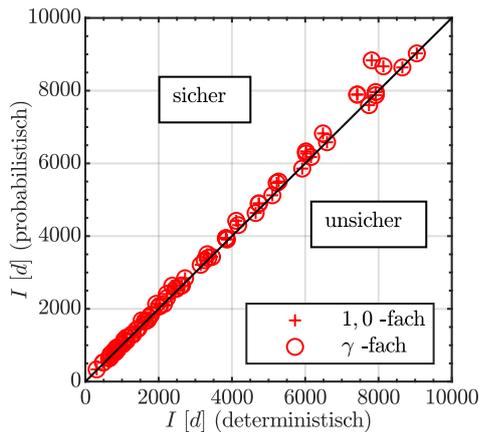
Konstruktion nicht der in Abschnitt 3.2.3.3 definierten Grundgesamtheit zugeordnet werden kann oder wenn auf Grund des vorgefundenen Zustandes Zweifel am Vorhandensein der Nietklemmwirkung bestehen.



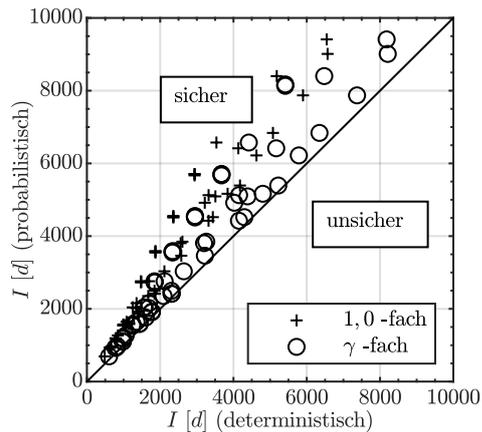
(a) Inspektionsintervall ohne Nietklemmung



(b) Inspektionsintervall mit Nietklemmung



(c) bruchmechanisch bestimmte Mindestnutzungsdauer ohne Nietklemmung



(d) bruchmechanisch bestimmte Mindestnutzungsdauer mit Nietklemmung

Abbildung 5.13.: Kalibrierung der Sicherheitsfaktoren  $\gamma$

Außer den Faktoren für die Bestimmung sicherer Inspektionsintervalle  $\gamma_{insp}$  werden Faktoren  $\gamma_{ND}$  für die Ermittlung wirtschaftlicher Mindestnutzungsdauern  $I_{ND}$  ermittelt. Die Mindestnutzungsdauer wird dabei mit der Eintrittswahrscheinlichkeit des Auftretens eines Ermüdungsrisses mit  $p_f = 0,25$  definiert. Der Begriff Mindestnutzungsdauer soll darauf hindeuten, dass sich die tatsächliche Nutzungsdauer mit jeder durchgeführten Inspektion, die befundfrei geblieben ist, um die Dauer eines Inspektionsintervalls erhöht.

Die Angabe der Mindestnutzungsdauer hat den Zweck, dem Anlagenbetreiber für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit geplanter Instandhaltungsmaßnahmen realistische Ausgangsinformation zur Verfügung zu stellen. Sie soll auch dazu dienen, über den Zeitpunkt von

Ersatzinvestitionen zu entscheiden.

Die Bestimmung der Mindestnutzungsdauer ist kein bautechnischer Nachweis. Die Verwendung der ermittelten Zeitintervalle als Grundlage für unternehmerische Entscheidungen ist stets gekoppelt an die Einhaltung der Inspektionsintervalle und der definierten Inspektionsart.

## 8. Überprüfung der Eingangsgröße $a_c$

Zu Beginn dieses Abschnittes wurde die Ermittlung der kritischen Risstiefe  $a_c$  erläutert. Die Risstiefe ist für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit eines gerissenen Bauteiles eine geometrische Eingangsgröße. Als solche ist sie jedoch nicht, wie sonst üblich, von Fertigungsungenauigkeiten abhängig, sondern von dem Prozess des Ermüdungsrisswachstums. Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. Die Eingangswerte in dieses Konzept werden nach [20] üblicherweise mit 5%, bzw. 95% - Quantilwerten berücksichtigt.

An dieser Stelle wird untersucht, ob die Festlegung von  $a_c$  vor der eigentlichen Risswachstumsberechnung den Anforderungen aus [20] entspricht. Die Vorgehensweise soll anhand der Abbildung 5.14 erläutert werden.

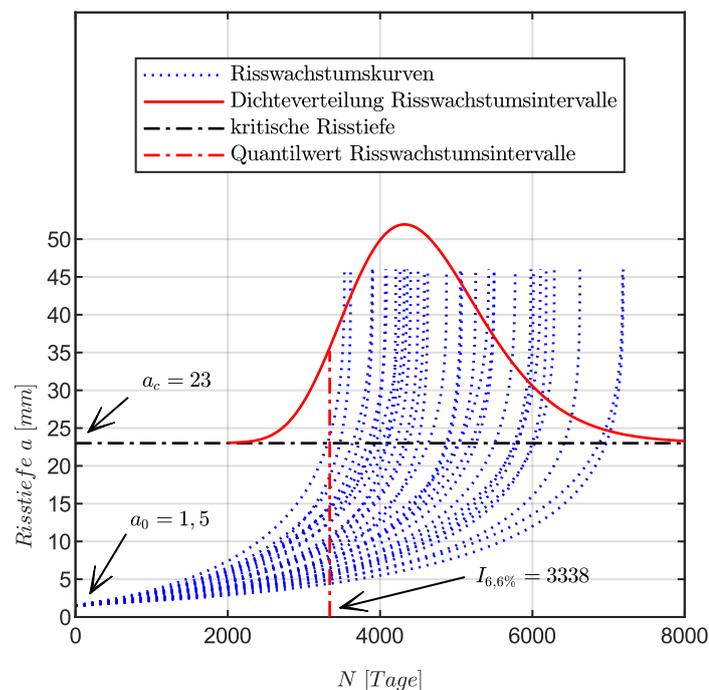
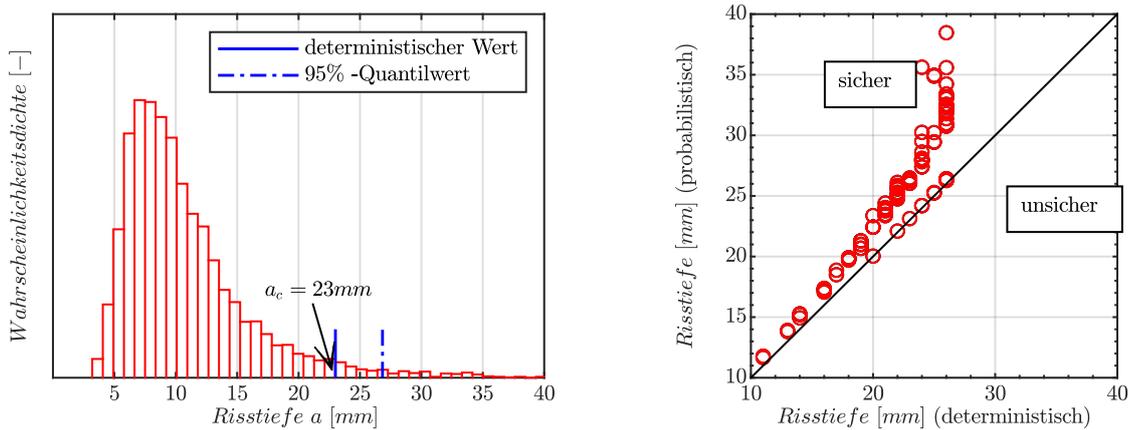


Abbildung 5.14.: Zusammenhang zwischen Risswachstum und kritischer Risstiefe

In dem Diagramm ist eine Schar von Risswachstumskurven für die in Abbildung 5.12 gezeigte Simulation einer Beispielkonfiguration dargestellt. Entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 5.1 erfolgt die Berechnung jeweils für das Intervall der deterministischen Werte  $[a_0, a_c]$ . Aufgrund der stochastischen Eingangsgrößen ergibt sich eine Streuung der ermittelten Risswachstumsintervalle  $I$ .

Aus dieser ermittelten Verteilung wird der zum Zuverlässigkeitsindex  $\beta_Z = 1,5$  gehörende Quantilwert für den Nachweis des Grenzzustandes der Ermüdung verwendet. Für das dargestellte Beispiel beträgt er  $I_{6,6\%} = 3338$ . Betrachtet man jetzt jede einzelne Realisierung der Risswachstumssimulation für die gleiche Anzahl von Lastwechseln, nämlich für die des ermittelten Quantilwertes, dann ergibt sich eine Streuung der Risstiefen, die innerhalb diese Zeitintervalls erreicht werden. In dem Diagramm in Abbildung 5.14 entspricht das einem vertikalen Schnitt durch alle Risswachstumskurven an der Stelle  $I_{6,6}$ . Die Histogrammdarstellung der Verteilung der Risstiefen für das gewählte Beispiel enthält Abbildung 5.15a.



(a) für das konkrete Einzelbeispiel

(b) Vergleich der 95% -Quantilwerte von  $a_c$  mit deterministischen Werten

Abbildung 5.15.: Verteilung der Risstiefen für den Quantilwert der Risswachstumszeit

Die deterministisch festgelegte kritische Risstiefe ist deutlich kleiner als der 95%-Quantilwert. Abbildung 5.15b enthält die Gegenüberstellung der Risstiefen für alle berechneten Parameterkonstellationen. Daraus geht hervor, dass die Bestimmung der kritischen Risstiefe in allen Fällen zu konservativen Ergebnissen führt. Für Konfigurationen mit kleinen Intervallen  $[a_0, a_c]$ , also in der Regel bei visueller Inspektion, liegen probabilistisch ermittelte Werte und deterministisch bestimmte Werte eng beieinander, sind jedoch trotzdem konservativ. Die Verteilungen für  $a_c$  weisen, bedingt durch die Nichtlinearität der Risswachstumsberechnungen, in allen Fällen eine große Schiefe auf.

## 6. Anwendungsbeispiel

In diesem Kapitel soll die Anwendung der in den Kapiteln 3 bis 5 beschriebenen Ergebnisse und Berechnungsverfahren an einem konkreten Beispiel demonstriert werden. Als Beispiel dient eine Eisenbahnbrücke, für die die Sicherheit gegen Ermüdungsversagen festzustellen ist. Es werden dabei die Ergebnisse der Versuchsreihen zur Bestimmung bruchmechanischer Risswachstumsparameter  $m_{Pa}$  und  $C_{Pa}$ , die Korrelation zwischen diesen Parametern und der  $R$ -Abhängigkeit des Risswachstumsgesetzes berücksichtigt. Der Einfluss der Nietvorspannung auf die ermittelten Risswachstumsintervalle wird mit den in Kapitel 4 beschriebenen Faktoren zum Ansatz gebracht. Als Eingangswerte werden die Verteilungsfunktionen für Nietvorspannung und Reibbeiwert aus Abschnitt 3.2 verwendet. Die rechnerische Ermittlung der Intervalle des stabilen Risswachstums erfolgt nach den in Kapitel 5 beschriebenen Verfahren und mit den dort ermittelten Sicherheitsfaktoren. Es erfolgt außerdem die Gegenüberstellung der Ergebnisse aus probabilistischer und deterministischer Berechnung.

### 6.1. Bauwerk und Problemstellung

Die Elbebrücke Meißen wurde 1925 gebaut. Die zweigleisige Eisenbahnstrecke wird durch konstruktiv getrennte eingleisige Überbauten überführt. Die drei Hauptöffnungen über dem Fluss, mit Stützweiten von jeweils 56,20 m werden mit durchlaufenden Fachwerküberbauten überbrückt. Die Fachwerke der Hauptträger haben eine Rautenform. Die offene Fahrbahn ist etwa in der Mitte der Hauptträgerhöhe angeordnet. Abbildung 6.1 zeigt eine Skizze des Bauwerkes im Längsschnitt.

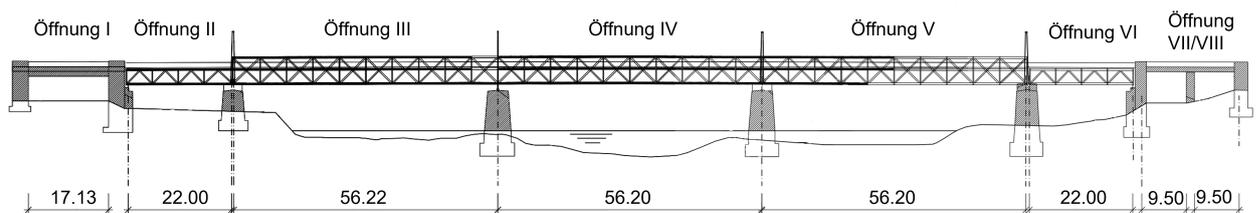


Abbildung 6.1.: Skizze der Elbebrücke Meißen (Längsschnitt)

Einer der beiden Überbauten wurden im Zeitraum 1945-2011 nicht benutzt. Für diesen besteht hinsichtlich Ermüdung eine geringere Relevanz. 2011 erfolgte eine Sanierung des gesamten Brückenzuges. Dabei wurde der komplette Korrosionsschutz der Stahlkonstruktion erneuert und es wurden einzelne Bereiche stahlbaumäßig instandgesetzt und verstärkt.

Im Zuge der Planung zu dieser Baumaßnahme erfolgte eine statische Berechnung und Ermittlung der ermüdungsbedingten Restnutzungsdauer [27, 29] auf Grundlage der Richtlinie 805 [85]. Als ermüdungskritisches Detail wurde der Knotenpunkt zwischen Fahrbahnlängs- und Fahrbahnquerträger identifiziert. Für dieses je Überbau sechszigmal vorkommende Konstruktionsdetail wurde eine Restnutzungsdauer von 20 Jahren prognostiziert. Abbildung 6.2 zeigt einen Ausschnitt aus dem Berechnungsmodell mit Markierungen der kritischen Knotenpunkte. Weitere Details zum Bauwerk können dem Anhang I entnommen werden. Das erstellte Berechnungsmodell konnte an den Ergebnissen eines auf Bauwerksmessungen beruhenden Gutachtens [10] validiert werden.

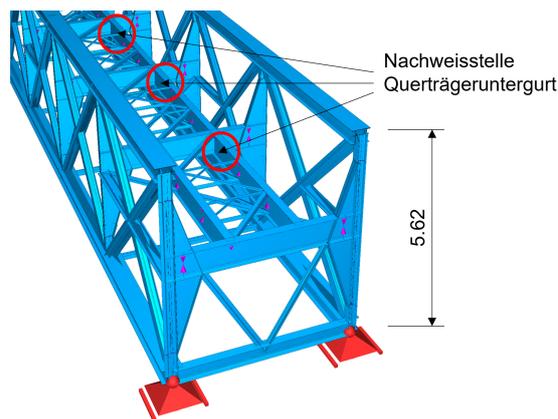


Abbildung 6.2.: Elbebrücke Meißen Ausschnitt aus dem Berechnungsmodell des Brückenüberbaus

Fahrbahnlängsträger und Querträger bestehen jeweils aus genieteten, vollwandigen Trägern mit Doppel-T Querschnitt. Die Untergurte der Querträger werden aus Doppelwinkeln L 90x90x13 gebildet. Die Untergurtwinkel der Längsträger sind an den Querträgeranschlüssen unterbrochen. Die Durchlaufwirkung der Längsträger wird über durchlaufende Laschen hergestellt. An jedem Kreuzungspunkt sind die Längsträgerlaschen mit jeweils vier Niete mit den Querträgeruntergurten verbunden (siehe Abbildung I.2).

Die biegebeanspruchten Untergurte der Querträger im Bereich der Nietlöcher stellen die Nachweispunkte dar, für die mit Hilfe bruchmechanischer Risswachstumsberechnungen die Nutzungsfähigkeit des Bauwerkes nach Ablauf der mit Hilfe konventioneller Methoden ermittelten Restnutzungsdauer nachgewiesen werden soll.

## 6.2. Bestimmung von Inspektionsintervall und verbleibender Nutzungsdauer

### Verkehr

Die verkehrliche Nutzung des Bauwerkes ist sehr gut dokumentiert. Es verkehren überwiegend Züge der S-Bahn Dresden mit lokgezogenen Doppelstockwagen sowie täglich zwei Güterzüge. Die jährliche Gesamtverkehrsbelastung beträgt ca. 7 Mio t. Im Abschnitt 5.2 wurde der Einfluss des Lastkollektives auf das Ergebnis von Risswachstumsberechnungen beschrieben. Für die Bewertung der Elbebrücke Meißen wird eine bauwerksspezifische Verkehrsmischung erstellt (detaillierte Angaben dazu enthält Anhang I). Der Vergleich des tatsächlichen Verkehrs mit den genormten Verkehrsmischungen in [21, Anh. D] erfolgt auf Basis von Spannungskollektiven, die für den Verkehr von 365 Tagen erstellt werden. Eine Gegenüberstellung der einzelnen Verkehrsmischungen enthält Abbildung 6.3.

In den Darstellungen der Abbildung 6.3 ist deutlich zu erkennen, dass der tatsächliche Verkehr nur unzureichend mit den genormten Verkehrsmischungen (Abbildungen 6.3a und 6.3b) beschrieben werden kann. Die Verkehrsmischung EC-Mix enthält zu viele Spannungsspiele, deren Doppelamplituden größer sind als die des tatsächlichen Verkehrs. Die Spannungsdoppelamplituden des Nahverkehrs sind hingegen überwiegend zu klein und würden damit kein sicheres Ergebnis liefern.

### Material

Entsprechend der Angaben in den Bestandsunterlagen sind die Stahlüberbauten aus St 48 hergestellt. Zum Nietwerkstoff sind keine Angaben vorhanden. St 48 ist in der in Abschnitt 3.3 beschriebenen Grundgesamtheit nicht eingeschlossen. Da für St 48 keine ausreichenden Werte für Rissfortschrittsparameter vorliegen, wird in den folgenden Berechnungen auf die Werte für Flusstahl (Kapitel 3.3) zurückgegriffen. Die gegenüber dem Flusstahl höhere Streckgrenze des St 48 lässt eine feinere Kornstruktur vermuten. (Hall-Petch Beziehung, siehe z.B. [44, S.148]. Wie u.a. aus Abbildung 2.4 hervorgeht, führt ein feineres Korngefüge zu flacheren Anstiegen der Paris-Gerade. Für die abschließende Bewertung des Bauwerkes sind durch den Infrastrukturbetreiber die Materialeigenschaften des St 48 hinsichtlich Risswachstum zu validieren.

Auch für die in der bruchmechanischen Berechnung erforderliche Risszähigkeit liegen zum in der Elbebrücke verbauten St 48 keine Angaben vor. Zu Risszähigkeiten von Flusstahl gibt es umfangreich dokumentierte Forschungsergebnisse z. B. bei Langenberg [61] und Sieber [94].

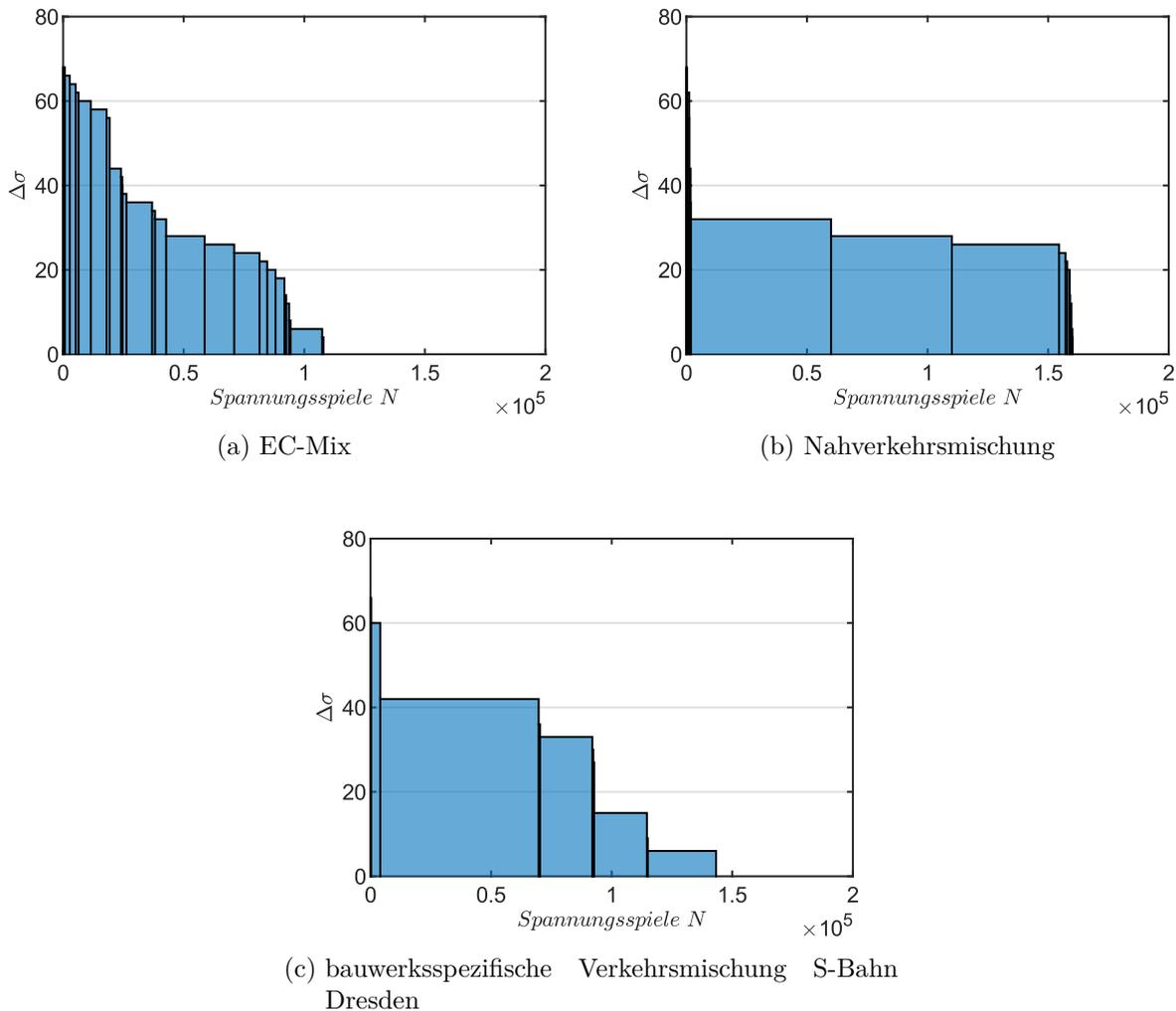


Abbildung 6.3.: Spannungskollektive verschiedener Verkehrsmischungen

Bei der weiteren Betrachtung wird davon ausgegangen, dass die Anwendung dieser Werte zu konservativen Ergebnissen führt.

Die Verwendung von höherfesten Werkstoffen für Niete führt zu geringeren Klemmspannungen [68, S.245]. Taras [103, S. 14] gibt eine Grenzgleitkraft je Scherfuge für Niete aus St 34 an und gibt die Empfehlung, bei Nietwerkstoffen bis St 44 die Gleitkräfte um ein Drittel zu reduzieren und für noch höherfeste Nietwerkstoffe keinen Gleitwiderstand bzw. Klemmwirkung in Ansatz zu bringen. Die Forschungsergebnisse aus [103] wurden in der Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken [86, Tabelle 13.2] übernommen. Die konstruktiven Bauteile der Elbebrücke Meißen zeigen keinerlei Anzeichen für Spaltkorrosion und die Verbindungen keine Anzeichen für nicht festsitzende Niete. Ein völliges Fehlen der Klemmwirkung ist demzufolge nicht plausibel. Da aber auch ein höherfester Nietwerkstoff (St 44) nicht unwahrscheinlich ist, werden die Klemmkräfte entsprechend Abschnitt 3.2 bestimmt

und um ein Drittel entsprechend den Empfehlungen in [86, 103] reduziert.

Entsprechend der Geometrie des nachzuweisenden Winkelprofils wird für die Berücksichtigung der Klemmwirkung bei der Ermittlung der Spannungsintensität die Beziehung für  $t_{blech} = 14 \text{ mm}$  und  $d_{schaft} = 20 \text{ mm}$  entsprechend Abbildung G.2c berücksichtigt. Die Wahl der nächstgrößeren Blechdicke liefert konservative Ergebnisse.

### Rissmodell und Risstiefenintervall

Die Verbindung der beiden Gurte der Fahrbahnträger überträgt keine planmäßigen Schubkräfte, sondern stellt eine konstruktive Verbindung dar. Entsprechend der Einteilung in Abschnitt 4.2 handelt es sich um eine Nietverbindung Typ 2. An dem untersuchten Winkelschenkel des Querträgers liegt an der Oberseite der Nietkopf und an der Unterseite ein Laschenblech an. Der Schaft- bzw. Lochdurchmesser der betrachteten Niete beträgt  $d_{schaft} = 20 \text{ mm}$  und der Randabstand  $e = 45 \text{ mm}$ . Bei Verwendung eines Plattenmodells als Rissmodell ist nach Hensen [42] bzw. nach [85, Modul 0201, Anh. 8] die kürzere Winkelschenkellänge als Modellbreite anzusetzen und beträgt damit  $2W = 90 \text{ mm}$ .

Die Berücksichtigung der Klemmwirkung bei der Ermittlung der Spannungsintensität erfolgt mit der Polynomfunktion nach Abbildung G.2c für  $t_{blech} = 14 \text{ mm}$  und  $d_{schaft} = 20 \text{ mm}$ .

Das gewählte Rissmodell (ohne Berücksichtigung der Klemmwirkung) findet zunächst Anwendung bei der Bestimmung der kritischen Risstiefe  $a_c$ . Hierbei wird folgende Modifikation vorgenommen: Bei der Bestimmung von  $a_c$  mit Hilfe des FAD wird sowohl sprödes als auch plastisches Versagen untersucht. Plastisches Versagen ist mit lokalen Deformationen verbunden. Die plastische Deformation des halben Untergurtes hätte eine Verdrehung des Querträgeruntergurtes um die z-Achse des betroffenen Trägers zur Folge. Die Querträger befinden sich jedoch durch die von beiden Seiten angeschlossenen Längsträger an den Kreuzungspunkten in einer Gabellagerung. Für die Versagensform plastisches Versagen kann deshalb die gesamte Querträgeruntergurtbreite  $2W = 180 \text{ mm}$  zum Ansatz gebracht werden.

Abbildung 6.4 zeigt die Bestimmung von  $a_c$  für die zwei Varianten. In der Variante eins ist sowohl sprödes als auch plastisches Versagen mit einer Modellbreite  $2W = 90 \text{ mm}$  berücksichtigt. In der Variante zwei werden die Modellbreiten nach den Versagensarten differenziert, wie oben beschrieben.

Bei der Bestimmung von  $a_c$  wird zunächst die Risstiefe  $a$  iterativ vergrößert, bis die Grenzbedingung des FAD gerade noch eingehalten ist. Im nächsten Schritt wird auf iterativem Weg diejenige Risstiefe gesucht, bei der unter  $\gamma$ -facher Laststeigerung die Grenzbedingung des FAD gerade noch eingehalten ist.

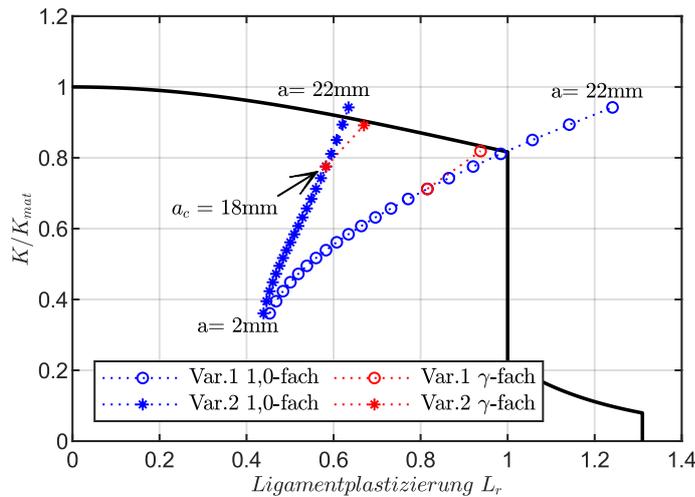


Abbildung 6.4.: Elbebrücke Meißen Ermittlung der kritischen Risstiefe

Die maximale Zugspannung im Querträgeruntergurt beträgt:

$$\begin{aligned} \max \sigma &= \gamma_Q \cdot \varphi_{fat} \cdot \max \sigma_{BLZ} + \gamma_G \cdot \sigma_G = 1,3 \cdot 1,088 \cdot 60,94 \text{ N/mm}^2 + 1,2 \cdot 12 \text{ N/mm}^2 \\ &= 93,62 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_Q$  und  $\gamma_G$  werden der Richtlinie 805 [85, Modul 0102, Tab. 1] entnommen. Die maximale Spannung aus Verkehrslast  $\max \sigma$  wurde durch Auswertung der Einflusslinie (s. Anhang I) für alle relevanten Betriebslastenzüge ermittelt. Für die dem FAD zugrunde liegenden Gleichungen (5.8) bis 5.14 ist die Streckgrenze als Eingangsparameter erforderlich. Hier wird ebenfalls auf die Richtlinie 805 [85, Modul 103, Tab.1] zurückgegriffen und  $R_e = 312 \text{ N/mm}^2$  verwendet

Die maßgebende kritische Risstiefe wird für Variante 2 mit  $a_c = 18 \text{ mm}$  ermittelt. Für die zum Vergleich gerechnete Variante eins beträgt die kritische Risstiefe  $16 \text{ mm}$ .

Im Zuge der Bauwerksinspektion wurden alle Niete der beschriebenen Längsträger- Querträgerverbindung mit Hilfe zerstörungsfreier Prüfung auf eventuell vorhandene Risse geprüft [97]. In Auswertung der Prüfergebnisse kann für die Startrisstiefe von  $a_0 = 1,5 \text{ mm}$  ausgegangen werden.

### Ergebnisse der Risswachstumsberechnung

Mit den beschriebenen Randbedingungen werden Inspektionsintervalle für die relevanten Stellen im Tragwerk der Elbebrücke Meißen bestimmt. Eine Übersicht über die Eingangswerte in die Risswachstumsberechnungen enthält Tabelle (6.1).

Tabelle 6.1.: Eingangswerte Rissfortschrittsberechnung Elbebrücke Meißen

		deter- ministisch	Bezug	probabilistisch	
				$\hat{\mu}$	$\hat{\sigma}$
Klemmspannung	$\sigma_{klemm}$	66 [MPa]	Tabelle (3.6)	135,57	42,5
Reibbeiwert	$\mu_{fric}$	0,28	Abschnitt (3.2.3.4)	0,36	0,054
Paris-Geradenanstieg	$m_{PaR=0}$	3,48 / 4,56	Tabelle (3.8)	[3,94; 4,1]*	0,28
Korrelationsparameter	$A$	1,73e-5	Abschnitt (3.3.2.7)	1,73e-5	2,0e-6

\*Mittelwert im Konfidenzintervall t-studentverteilt

Für Reibbeiwert und Klemmspannung werden als deterministische Eingangswerte die 5% - Quantilwerte der entsprechenden Verteilungen verwendet. Für den Korrelationsparameter  $A$  (nach Gleichung (3.31) wird der Mittelwert als Eingangsparameter berücksichtigt. Für den Anstieg der Paris-Gerade findet abhängig vom Beanspruchungszustand des gerissenen Bauteils der 5%, oder der 95% - Quantilwert Berücksichtigung.

In den Tabellen (6.2) und (6.3) sind die Ergebnisse der Risswachstumsberechnungen dokumentiert. Sowohl für Inspektionsintervalle als auch für die errechneten Nutzungsdauern sind die Ergebnisse der deterministischen Berechnungen ( $I_{det}/\gamma$ ) kleiner als die Quantilwerte der Monte-Carlo-Simulationen. Die Ergebnisse sind somit konservativ.

Tabelle 6.2.: Ergebnisse Inspektionsintervalle Elbebrücke Meißen

	$I_{det}$	$\gamma_{insp}$	$I_{insp}$		$I_{quantil_{6,6\%}}$	
			[Tage]	[Jahre]	[Tage]	[Jahre]
ohne Nietklemmung	10837	1,2	9031	24,7	9613	26,3
mit Nietklemmung	15210	1,0	15210	40,9	15379	42,1

Tabelle 6.3.: Ergebnisse Nutzungsdauer Elbebrücke Meißen

	$I_{det}$	$\gamma_{ND}$	$I_{ND}$		$I_{quantil_{25\%}}$	
			[Tage]	[Jahre]	[Tage]	[Jahre]
ohne Nietklemmung	10837	1	10837	29,7	11504	31,5
mit Nietklemmung	15210	0,8	18654	51,1	19044	52,2

Abbildung (6.5a) zeigt die errechneten Risswachstumskurven für die deterministischen Eingangswerte. In Abbildung (6.5b) sind die Ergebnisse der probabilistischen Berechnung dargestellt. Bei Betrachtung der Quantilwerte der Inspektionsintervalle in Tabelle (6.2) ist der Einfluss der Nietklemmspannung auf das Ergebnis deutlich zu erkennen. Für den konkreten Anwendungsfall der Elbebrücke Meißen ist der Sicherheitsfaktor  $\gamma_{insp}$  für die Variante mit Klemmspannung größer als erforderlich.

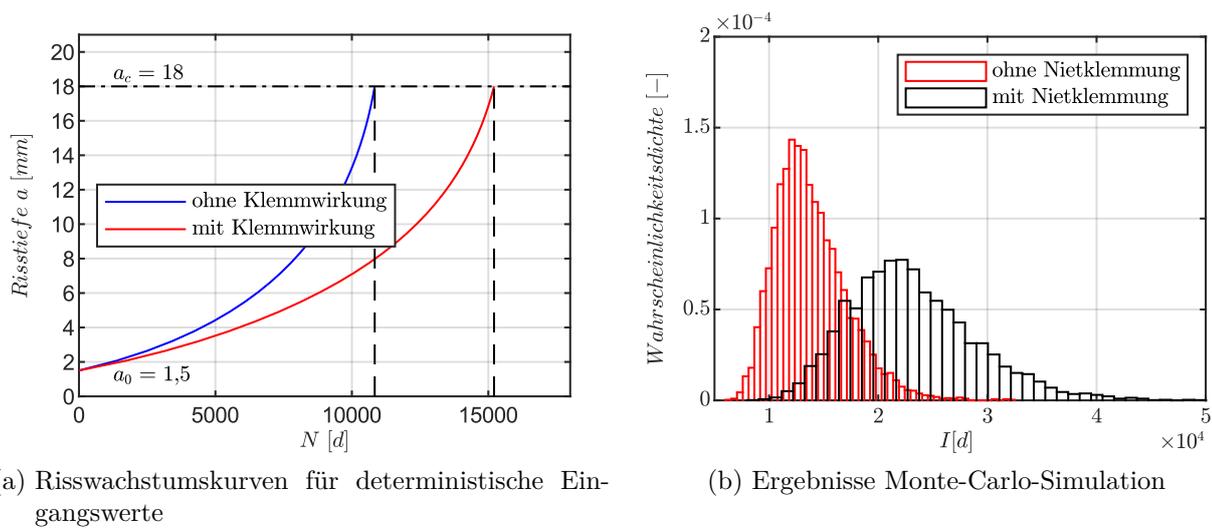


Abbildung 6.5.: Ergebnisse Risswachstumsberechnung Elbebrücke Meißen

### Bewertung

An dieser Stelle sollen die Ergebnisse mit der in dieser Arbeit entwickelten Bewertungsmethode mit der etablierten Methode verglichen werden. Als etablierte Methode wird in diesem Sinne die Verwendung der Risswachstumskennwerte aus [57] von  $m_{Pa} = 3,0$  und  $C_{Pa} = 1,27e - 8$ , sowie das Risswachstumsgesetz nach Paris Erdogan nach Gleichung (2.2) ohne Berücksichtigung des Beanspruchungsverhältnisses  $R$  angesehen.

Unter diesen Voraussetzungen beträgt das ermittelte Inspektionsintervall:  $I_{insp} = 3646$  Tage und ist damit um mehr als die Hälfte kleiner als die Intervalle, die nach den Vorschlägen dieser Arbeit ermittelt worden.

Die Elbebrücke Meißen wurde als aktuelles praxisrelevantes Beispiel gewählt. Es muss darauf hingewiesen werden, dass der in dem Brückenüberbau verwendete Stahl nicht exakt der in Kapitel 3.3 definierten Grundgesamtheit entspricht. Vor der abschließenden Bewertung des Bauwerkes sind Rissfortschrittskennwerte für St 48 zu ermitteln und mit denen aus Kapitel 3.3 zu vergleichen. Das Material des verwendeten Nietwerkstoffes ist ebenfalls zu charakterisieren und anhand der Ergebnisse über die Berücksichtigung zu entscheiden.

# 7. Zusammenfassung und Ausblick

## 7.1. Zusammenfassung

Mit der vorliegenden Arbeit wurden die Einflüsse der Nietklemmkraft und der Streuung bruchmechanischer Materialkennwerte auf das Wachstum von Ermüdungsrissen in genieteten Verbindungen von Eisenbahnbrücken untersucht.

In einem Versuchsprogramm wurden Versuche zur Bestimmung der Risswachstumskennwerte  $C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  sowie die bruchmechanischen Schwellenwerte  $\Delta K_{th}$  an Proben aus Flussstahl durchgeführt. Die Probenauswahl und der Versuchsumfang sind ausreichend groß, um charakteristische Materialkennwerte sowie Parameter der Verteilungsfunktionen für die Materialart Flussstahl angeben zu können. In der weiterführenden Auswertung der Versuche konnte die Korrelation der Risswachstumsparameter  $C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  nachgewiesen werden. Die durchgeführten Versuche belegen eine lineare Abhängigkeit des Risswachstumsexponenten  $m_{Pa}$  vom  $R$ -Verhältnis. Mit steigendem  $R$ -Verhältnis wird der Anstieg der Paris-Geraden steiler. Sowohl die Korrelationsbeziehung als auch die  $R$ - Abhängigkeit finden direkte Anwendung in einer erweiterten Formulierung des Risswachstumsgesetzes nach Paris.

Die Klemmspannung von Verbindungsmitteln hat wesentlichen Einfluss auf das Trag- und Ermüdungsverhalten genieteter Verbindungen. Um diesen positiven Einfluss bei der Nachweisführung zu nutzen ist zum einen Kenntnis über die Höhe der Klemmspannung in Nietverbindungen erforderlich, zum anderen wird ein Berechnungsmodell benötigt, welches die Klemmwirkung als Eingangsgröße berücksichtigt. Zur Bestimmung der Höhe der Klemmspannung wurden umfangreiche Versuche durchgeführt. Das verwendete Probenmaterial stammt aus einer Vielzahl rückgebauter Eisenbahnbrücken. In die statistische Auswertung wurden die Versuchsergebnisse anderer Autoren einbezogen. Auf Grundlage dieser Datenbasis konnten charakteristische Kennwerte und Parameter der Verteilungsfunktion angegeben werden.

Die numerischen Untersuchungen dieser Arbeit fokussieren sich auf die Bestimmung der Risspitzenbeanspruchung in genieteten Konstruktionsdetails. Die Klemmwirkung der Verbindungsmittel beeinflussen die Spannungsintensität vor der Risspitze direkt durch eine zusätzliche Spannungskomponente in Dickenrichtung und indirekt durch die Reduzierung der Rissöffnung infolge Reibspannungen auf den Bauteiloberflächen. Die einzelnen Anteile

am Spannungsintensitätsfaktor wurden bestimmt. Für den Reibungsanteil wurde die funktionale Abhängigkeit von der Risstiefe, der Nietklemmkraft und der Bauteilbeanspruchung beschrieben. Dazu wurden die Ergebnisse einer Parameterstudie für diskrete Eingangswerte mit Polynomfunktionen interpoliert. Die ermittelten Funktionen sind die Grundlage für die Berücksichtigung des aus Nietklemmung resultierenden SIF für Risswachstumsberechnungen mit mehrstufigen Beanspruchungskollektiven.

Die  $R$ -Abhängigkeit der bruchmechanischen Risswachstumsparameter macht sich in den Ergebnissen der Risswachstumsberechnung in Nietdetails von Eisenbahnbrücken deutlich bemerkbar. Da aber Wechselwirkungen mit den anderen Einflussgrößen, wie der Querschnittsauslastung, der Form des Beanspruchungskollektives oder der zugrunde gelegten Anfangsrisstiefe bestehen, fällt die Wirkung des  $R$ -Verhältnisses sehr unterschiedlich aus. Generell wirkt sich die Berücksichtigung von  $R$  wachstumsverzögernd aus, wenn ein großer Teil des betrachteten Risswachstumsintervalls mit kleinen Risspitzenbeanspruchungen einhergeht. Das ist der Fall bei geringen Querschnittsauslastungen, Kollektiven mit kleinen Amplituden (Nahverkehrsmischung) und kurzen Rissanfangslängen. Bei hohen Querschnittsauslastungen, Kollektiven mit überwiegend großen Amplituden (Güter- bzw. Schwerverkehr) und langen Rissanfangslängen ist der Einfluss geringer und die Berücksichtigung von  $R$  führt zu kürzeren Risswachstumsperioden und damit konservativen Ergebnissen.

Die aus der Literatur bekannte Abhängigkeit des bruchmechanischen Schwellenwertes  $K_{th}$  vom Beanspruchungsverhältnis  $R$  konnte durch die eigenen Versuche bestätigt werden. In der bruchmechanischen Berechnung für Eisenbahnbrücken spielt  $K_{th}$  allerdings eine untergeordnete Rolle. Der Einfluss wird nur bei kleinen Querschnittsauslastungen, kleinen Beanspruchungsamplituden bzw. sehr großen Klemmspannungen sichtbar. Für diese Fälle werden aber meist schon große Risswachstumsintervalle errechnet.

Auch für den Einfluss der Nietklemmspannung auf das Ergebnis von Risswachstumsberechnungen gilt, dass es starke Abhängigkeiten zu anderen Einflussgrößen gibt. Mit dem Mittelwert der experimentell bestimmten Nietklemmspannungen können Risswachstumsperioden errechnet werden, die bis zu dreimal länger sind als für die Berechnung ohne Nietklemmspannung. Größere Klemmspannungen als der Mittelwert haben allerdings kaum noch einen weiteren Verzögerungseffekt. Bei Berücksichtigung des 5%-Quantilwertes liegt der Faktor für die Wachstumsverzögerung zwischen 1,2 und 2.

Auf der Grundlage probabilistischer Betrachtungen wurden Sicherheitsfaktoren für die aus Risswachstumsberechnungen abgeleiteten Inspektionsintervalle bestimmt. Bauwerksinspektionen sind eine Maßnahme zur Gewährleistung der Sicherheit. Die angegebenen Sicherheitsfaktoren basieren damit auf den für das Bauwesen üblichen Regeln, die die Berücksichtigung sehr kleiner Versagenswahrscheinlichkeiten fordern.

Neben der Gewährleistung der Sicherheit spielt für Anlagenbetreiber auch der wirtschaftliche Einsatz von Instandhaltungs- und Investitionsmitteln eine große Rolle. Die Frage nach der wahrscheinlich verbleibenden Nutzungszeit eines Bauwerkes kann unabhängig von der ständig zu gewährleistenden Sicherheit beantwortet werden. Dafür wurde der Begriff der Mindestnutzungsdauer eingeführt. Die Ermittlung erfolgt nach demselben Verfahren wie die Bestimmung der Inspektionsintervalle, jedoch mit anderen Sicherheitsfaktoren.

Die aus Versuchen, Modellierung und Berechnung gewonnenen Erkenntnisse wurden für die Bestimmung von sicheren Inspektionsintervallen und der Mindestnutzungsdauer eines Referenzprojektes, der Elbebrücke Meißen, angewendet. Gegenüber den Ergebnissen der Ermüdungsbewertung mit etablierten Verfahren kann die Nutzungszeit des Bauwerkes um mehr als 25 Jahre verlängert werden. Es wurde deutlich, dass von allen untersuchten Einflussgrößen auf die Berechnung von Risswachstumsintervallen die Anfangsrisstiefe  $a_0$  den größten Einfluss hat.

Mit den Ergebnissen dieser Arbeit ist ein Weg aufgezeigt worden, die Frage nach der Sicherheit gegen Ermüdungsversagen genieteter Eisenbahnbrücken aus Flusstahl zutreffend zu beantworten. Damit werden Infrastrukturbetreiber in die Lage versetzt, wirtschaftliche Entscheidungen bezüglich des Ersatzneubaus von Brücken oder der Instandhaltung und des Weiterbetriebs zu treffen.

Die sichere Weiternutzung vorhandener Bauwerke stellt ein Beitrag zur Reduzierung der  $CO_2$ -Emissionen des Bausektors dar. Die Sanierung genieteter Eisenbahnbrücken aus Flusstahl ist in vielen Fällen ein Beitrag zur Bewahrung historisch wertvoller Bausubstanz.

## 7.2. Ausblick

In diesem Abschnitt werden noch einige Sachverhalte genannt, die im Rahmen der dieser Arbeit zugrunde liegenden Forschung nicht abschließend geklärt werden konnten. Es sollen damit Hinweise und Anregungen für zukünftige Forschungstätigkeiten gegeben werden.

Die Bestimmung bruchmechanischer Kennwerte erfolgte mit standardisierten Versuchen an genormten Prüfkörpern. Aus den Ergebnissen wurden Korrelationsparameter und die Abhängigkeit vom Beanspruchungsverhältnis  $R$  abgeleitet. Eine Überprüfung der ermittelten Materialeigenschaften an Bauteilen unter realen Lastfolgen wurde nicht durchgeführt. Zukünftige Forschungen sollten die Einflüsse, die aus dem Verhalten realer Bauteile auf das Risswachstum bestehen, untersuchen. Dies betrifft sowohl das Materialverhalten als auch konstruktive Einflüsse.

Im Kapitel 4 wurde gezeigt, dass hinsichtlich der Risspitzenbeanspruchung ein wesentlicher Unterschied besteht zwischen Nietverbindungen, die Schubkräfte übertragen und solchen, die

dem Zusammenhalt einzelner Querschnittselemente dienen. Praxisrelevante Konstruktionsdetails treten überwiegend als Mischform dieser beiden Verbindungstypen auf. Die numerische Modellierung in dieser Arbeit beschränkt sich auf Verbindungen mit jeweils einem Niet. Die zutreffende Ermittlung der Risspitzenbeanspruchung in komplexen Nietanschlüssen ist ein mögliches zukünftiges Forschungsthema.

Die Auswertung der Ergebnisse der durchgeführten FEM-Parameterstudie konzentriert sich auf den Effekt der Risswachstumsverzögerung, der aus der Reibung resultiert. Der Effekt, der auf die direkte Beeinflussung des Spannungsfeldes vor der Risspitze zurückzuführen ist, wird in der vorliegenden Arbeit nicht weiterverfolgt. Die genauere Untersuchung und Beschreibung dieses Effekts würden vermutlich zu genaueren und noch günstigeren Ergebnissen führen.

Eine weitere Vereinfachung, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit getroffen wurde, ist die Form der Rissfront. Allen Risswachstumsberechnungen wurden gerade Blechdurchrisse unterstellt. Auf Grund der durchgeführten Berechnungen und Versuche zur Modellvalidierung ist zu vermuten, dass in den meisten Fällen ein Ermüdungsrisss als Eckanriss initiiert wird. Die tatsächliche Entwicklung der Form der Rissfront im Bauteil unter realen Betriebslastbeanspruchungen könnte weiteren Aufschluss über das Ermüdungsverhalten gerissener Konstruktionsteile liefern.

Wie bereits ausgeführt, ist der Parameter mit dem größten Effekt auf das errechnete Inspektionsintervall die Anfangsrisstiefe  $a_0$ . Die Anfangsrisstiefen, die bei der Anwendung visueller Prüfung zugrunde gelegt werden müssen, sind so groß, dass in vielen Fällen keine akzeptable Nutzungsdauer bzw. keine akzeptablen Inspektionsintervalle ermittelt werden können. Die zerstörungsfreie Detektion von Rissen mit Hilfe von ZfP im verdeckten Bereich unter dem Nietkopf wurde bereits erfolgreich an dem Praxisbeispiel Elbebrücke Meißen erprobt. In der Weiterentwicklung von ZfP-Methoden für die praxisgerechte und schnelle Prüfung von Nietverbindungen auf Rissfreiheit sieht der Verfasser das größte Potential, den Erhalt genieteteter Konstruktionen zu begründen und die Sicherheit des Weiterbetriebes nachzuweisen.

# Literatur

- [1] ANSYS. *Academic Research Mechanical APDL, Release 21 R2*.
- [2] ANSYS. *Academic Research, Help System, Element Reference Release 21 R2*.
- [3] ANSYS. *Academic Research, Help System, Fracture Analysis Guide Release 21 R2*.
- [4] ASTM International. *ASTM E1049-85(2017), Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis*. en. Techn. Ber. West Conshohocken: ASTM International. DOI: 10.1520/E1049-85R17.
- [5] ASTM International. *ASTM E1820-20b, Standard Test Method for Measurement of Fracture Toughness*. en. Techn. Ber. West Conshohocken: ASTM International. DOI: 10.1520/E1820-20B.
- [6] D.L. Ball. “The development of mode I, linear-elastic stress intensity factor solutions for cracks in mechanically fastened joints”. en. In: *Engineering Fracture Mechanics* 27.6 (Jan. 1987), S. 653–681. ISSN: 00137944. DOI: 10.1016/0013-7944(87)90157-3.
- [7] John M. Barsom und Stanley Theodore Rolfe. *Fracture and fatigue control in structures: applications of fracture mechanics*. eng. 3. ed. West Conshohocken, Pa: ASTM, 1999. ISBN: 978-0-8031-2082-2.
- [8] S. A. Barter, L. Molent und R. J. H. Wanhill. “Marker Loads for Quantitative Fractography of Fatigue Cracks in Aerospace Alloys”. en. In: *ICAF 2009, Bridging the Gap between Theory and Operational Practice*. Hrsg. von M. J. Bos. Dordrecht: Springer Netherlands, 2009, S. 15–54. ISBN: 978-90-481-2745-0 978-90-481-2746-7.
- [9] Christina Berger u. a., Hrsg. *Bruchmechanischer Festigkeitsnachweis für Maschinenbauteile*. ger. 4. Ausgabe, 2018. FKM-Richtlinie. Frankfurt am Main: VDMA-Verl, 2018. ISBN: 978-3-8163-0719-8.
- [10] *Bericht 00/09 Elbebrücke Meißen Durchführung von Verzerrungsmessungen*. Gutachten, unveröffentlicht. DB Netz AG, Brückenmesstechnik Magdeburg. 2000.
- [11] Horst Blumenauer und Gerhard Pusch. *Technische Bruchmechanik: mit 48 Tabellen*. ger. 3., stark überarb. Aufl., [Neuausg.] Leipzig Stuttgart: Dt. Verl. für Grundstoffindustrie, 2001. ISBN: 978-3-342-00659-6 978-3-527-30907-8.

- [12] Bucak. *Gutachten "Leipziger Brücken"*. Gutachten, unveröffentlicht. München: Fachhochschule München.
- [13] A. Clifford Cohen und Betty Jones Whitten. "Estimation in the Three-Parameter Lognormal Distribution". en. In: *Journal of the American Statistical Association* 75.370 (Juni 1980), S. 399–404. ISSN: 0162-1459, 1537-274X. DOI: 10.1080/01621459.1980.10477484.
- [14] Quentin Collette. "Riveted Connections in Historical Metal Structures (1840-1940). Hot-driven Rivets: Technology, Design and Experiments." en. Diss. 2014. DOI: 10.13140/2.1.3157.2801.
- [15] Jose A.F.O. Correia u. a. "FE simulation of S-N curves for a riveted connection using two-stage fatigue models". In: *Advances in Computational Design* 2.4 (Okt. 2017), S. 333–348. DOI: 10.12989/ACD.2017.2.4.333.
- [16] M.B. Cortie und G.G. Garrett. "On the correlation between the C and m in the paris equation for fatigue crack propagation". en. In: *Engineering Fracture Mechanics* 30.1 (Jan. 1988), S. 49–58. ISSN: 00137944. DOI: 10.1016/0013-7944(88)90254-8.
- [17] Martin Deutscher. *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Verschlüsse im Stahlwasserbau (TbVS)*. BAW Merkblatt. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 2018.
- [18] *DIN 124:2011-03, Halbrundniete- Nenndurchmesser 10 mm bis 36 mm*. Techn. Ber. Beuth Verlag GmbH. DOI: 10.31030/1728330.
- [19] *DIN EN 1090-2:2018-09, Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken- Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2:2018*.
- [20] *DIN EN 1990:2010-12, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002+ A1:2005+ A1:2005/AC:2010*. Techn. Ber. Beuth Verlag GmbH.
- [21] *DIN EN 1991-2:2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010*. Techn. Ber. Beuth Verlag GmbH. DOI: 10.31030/1723953.
- [22] *DIN EN 1993-1-9:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil: 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009*. Techn. Ber. Beuth Verlag GmbH. DOI: 10.31030/1722660.
- [23] *DIN EN 1993-2:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken; Deutsche Fassung EN 1993-2:2006 + AC:2009*. Techn. Ber. Beuth Verlag GmbH. DOI: 10.31030/1719422.

- 
- [24] *DIN EN ISO 6892-1:2017-02, Metallische Werkstoffe- Zugversuch- Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur (ISO 6892-1:2016); Deutsche Fassung EN ISO 6892-1:2016.* Techn. Ber. Beuth Verlag GmbH.
- [25] *DIN EN ISO 8501-1:2007-12, Vorbereitung von Stahloberflächen vor dem Auftragen von Beschichtungsstoffen- Visuelle Beurteilung der Oberflächenreinheit.* Techn. Ber. Beuth Verlag GmbH.
- [26] H. Döker. “Fatigue crack growth threshold: implications, determination and data evaluation”. en. In: *International Journal of Fatigue* 19.93 (Juni 1997), S. 145–149. ISSN: 01421123. DOI: 10.1016/S0142-1123(97)00058-3.
- [27] *Elbebrücke Meißen Statische Berechnung und Ermittlung der Restlebensdauer.* Gutachten, unveröffentlicht. Ingenieurpartnerschaft GMG. 1998.
- [28] Wolf Elber. “Fatigue crack closure under cyclic tension”. en. In: *Engineering Fracture Mechanics* 2.1 (Juli 1970), S. 37–45. ISSN: 00137944. DOI: 10.1016/0013-7944(70)90028-7.
- [29] *Ergänzungen zu den Statische Berechnungen und Restnutzungsdauerermittlung für die stählernen Überbauten der EÜ Elbebrücke.* Gutachten, unveröffentlicht. GMG Ingenieurgesellschaft mbH. 2011.
- [30] M. Feldmann u. a. *Choice of steel material for bridge bearings to avoid brittle fracture: background documents in support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes.* eng. Techn. Ber. LU: European Commission. Joint Research Centre. Institute for the Protection and the Security of the Citizen., 2012.
- [31] R.G. Forman u. a. *Fatigue Crack Growth Database for Damage Tolerance Analysis.* Final Report DOT/FAA/AR-05/15. U.S. Department of Transportation Federal Aviation Administration, Aug. 2005.
- [32] U. Freundt und Frenzel. *Zuverlässigkeitstheoretische Ermittlung der Beanspruchbarkeit der Gleitfuge für den Nachweis der Gleitsicherheit bei Lagern.* Forschungsbericht T 2386. Weimar: Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, Sep. 1991, S. 37.
- [33] H. Führung. “Approximation functions for K-factors of cracks in notches”. en. In: *International Journal of Fracture* 9.3 (Sep. 1973), S. 328–331. ISSN: 0376-9429, 1573-2673. DOI: 10.1007/BF00049211.
- [34] Karsten Geißler. “Beitrag zur probabilistischen Berechnung der Restnutzungsdauer stählerner Brücken”. Publication Title: Schriftenreihe des Instituts für Tragwerke und Baustoffe ; 2. Diss. Dresden: TU Dresden Inst. für Tragwerke und Baustoffe, 1995.
- [35] Otto Graf. *Dauerversuche mit Nietverbindungen.* Techn. Ber. Deutscher Stahlbau Verband, 1935.

- [36] Otto Graf. *Versuche mit Nietverbindungen*. Techn. Ber. 12. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Heft 12. 1941.
- [37] Dietmar Gross und Thomas Seelig. *Bruchmechanik*. de. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2016. ISBN: 978-3-662-46736-7 978-3-662-46737-4. DOI: 10.1007/978-3-662-46737-4.
- [38] Jürgen Grünberg. *Hintergrundbericht Sicherheitskonzept der Richtlinie 805 - Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken Überarbeitung hinsichtlich aktueller Regelwerke*. Gutachten, unveröffentlicht. Hamburg, Apr. 2016.
- [39] Ingo Hadrych, Günther Valtinat und Hansjörg Petershagen. *Wachstum von Ermüdungsrissen an Niet- und Schraubenlöchern unter Berücksichtigung von Vorspannkräften der Verbindungsmittel*. ger. Als Ms. gedr. Fortschritt-Berichte VDI Reihe 4, Bauingenieurwesen 167. Düsseldorf: VDI-Verl, 2001. ISBN: 978-3-18-316704-3.
- [40] Seungho Han. *Rissfortschrittsverhalten von Baustählen in der Nähe des Ermüdungsschwellwertes*. ger. Als Ms. gedr. Berichte aus dem Institut für Eisenhüttenkunde 96,8. Aachen: Shaker, 1996. ISBN: 978-3-8265-1777-8.
- [41] Rosemarie Helmerich, Hrsg. *Alte Stähle und Stahlkonstruktionen: Materialuntersuchungen, Ermüdungsversuche an originalen Brückenträgern und Messungen von 1990 bis 2003*. ger. Forschungsbericht / Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung 271. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW, Verl. für Neue Wiss, 2005. ISBN: 978-3-86509-362-2.
- [42] Wolfgang Hensen. “Grundlagen für die Beurteilung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken”. Dissertation. RWTH Aachen, 1992.
- [43] Milan Holický u. a. *IMPLEMENTATION OF EUROCODES HANDBOOK 2 RELIABILITY BACKGROUNDS*. English. HANDBOOK CZ/02/B/F/PP-134007. Prague, Okt. 2005.
- [44] Erhard Hornbogen, Hans Warlimont und Birgit Skrotzki. *Metalle: Struktur und Eigenschaften der Metalle und Legierungen*. de. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2019. ISBN: 978-3-662-57762-2 978-3-662-57763-9. DOI: 10.1007/978-3-662-57763-9.
- [45] X Huang und T Moan. “Improved modeling of the effect of R-ratio on crack growth rate”. en. In: *International Journal of Fatigue* 29.4 (Apr. 2007), S. 591–602. ISSN: 01421123. DOI: 10.1016/j.ijfatigue.2006.07.014.

- 
- [46] Holger Huhn. *Ermüdungsfestigkeit von Schraubenverbindungen aus feuerverzinkten Stahlbauteilen mit gestanzten Löchern*. ger. Als Ms. gedr. Fortschritt-Berichte VDI Reihe 4, Bauingenieurwesen 200. Düsseldorf: VDI-Verl, 2004. ISBN: 978-3-18-320004-7.
- [47] *Infrastrukturzustands- und -entwicklungsbericht 2022*. Techn. Ber. Deutsche Bahn AG, Aug. 2023.
- [48] ASTM International. *ASTM E647-15e1, Standard Test Method for Measurement of Fatigue Crack Growth Rates*. Techn. Ber. West Conshohocken: ASTM International.
- [49] *ISO 12135:2016-11 Metallische Werkstoffe - Vereinheitlichtes Prüfverfahren zur Bestimmung der quasistatischen Bruchzähigkeit*. Norm. ISO.
- [50] Abílio M. P. de Jesus, António L. L. da Silva und José A. F. O. Correia. “Fatigue of riveted and bolted joints made of puddle iron—A numerical approach”. In: *Journal of Constructional Steel Research* 102 (), S. 164–177. ISSN: 0143-974X.
- [51] Abílio M. P. de de Jesus u. a. “Strain-life and crack propagation fatigue data from several Portuguese old metallic riveted bridges”. In: *Engineering Failure Analysis* 18.1 (Jan. 2011), S. 148–163. ISSN: 1350-6307. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2010.08.016.
- [52] Abílio M.P. de Jesus, António L.L. da Silva und José A.F.O. Correia. “Fatigue of riveted and bolted joints made of puddle iron—An experimental approach”. en. In: *Journal of Constructional Steel Research* 104 (Jan. 2015), S. 81–90. ISSN: 0143974X. DOI: 10.1016/j.jcsr.2014.10.012.
- [53] Abílio M.P. de Jesus u. a. “Fatigue assessment of a riveted shear splice based on a probabilistic model”. en. In: *International Journal of Fatigue* 32.2 (Feb. 2010), S. 453–462. ISSN: 01421123. DOI: 10.1016/j.ijfatigue.2009.09.004.
- [54] K. Kloeppe. “Gemeinschaftsversuche zur Bestimmung der Schwellzugfestigkeit voller, gelochter und genieteteter Staebe aus St 37 und St 52”. de. In: *Stahlbau Supplement to Bautechnik* 9.n 13/14 (1936). Publisher: Engineering Index Backfile; S. 97–112.
- [55] Bertram Kuehn. “Beitrag zur Vereinheitlichung der europäischen Regelungen zur Vermeidung von Sprödbruch”. ger. Diss. Aachen: RWTH Aachen, 2005.
- [56] Bertram Kühn und Natalie Hoyer. “Identifikation alter Stahlsorten Überarbeitung der Werkstoffabschnitte in der Richtlinie 805 der Deutschen Bahn AG”. de. In: *Stahlbau* 90.2 (Feb. 2021), S. 76–83. ISSN: 1437-1049. DOI: 10.1002/stab.202000092.

- [57] Bertram Kühn u. a. *Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*. Techn. Ber. Background documents in support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes. 2007.
- [58] V Kumar, M D German und C F Shih. *Engineering approach for elastic-plastic fracture analysis*. en. Techn. Ber. EPRI-NP-1931, 6068291. Juli 1981, EPRI-NP-1931, 6068291. DOI: 10.2172/6068291.
- [59] Meinhard Kuna. *Numerische Beanspruchungsanalyse von Rissen: finite Elemente in der Bruchmechanik ; mit zahlreichen Beispielen*. ger. 1. Aufl. Studium. Wiesbaden: Vieweg + Teubner, 2008. ISBN: 978-3-8351-0097-8.
- [60] Peter Kunz. “Probabilistisches Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit Bestehender Brücken aus Stahl”. de. Dissertation. ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE, 2005.
- [61] Peter Langenberg. “Bruchmechanische Sicherheitsanalyse anrissgefährdeter Bauteile im Stahlbau”. ger. Dissertation. Aachen: RWTH Aachen, 1995.
- [62] Davide Leonetti u. a. “Rivet clamping force of as-built hot-riveted connections in steel bridges”. en. In: *Journal of Constructional Steel Research* 167 (Apr. 2020). ISSN: 0143974X. DOI: 10.1016/j.jcsr.2020.105955.
- [63] I. L. Lim, I. W. Johnston und S. K. Choi. “Comparison between various displacement-based stress intensity factor computation techniques”. en. In: *International Journal of Fracture* 58.3 (Dez. 1992), S. 193–210. ISSN: 0376-9429, 1573-2673. DOI: 10.1007/BF00015615.
- [64] Falk Lüddecke. “Ein Beitrag zur Ertüchtigung bestehender Stahltragwerke unter besonderer Berücksichtigung des Fügeverfahrens Schweißen”. ger. Diss. Dresden: TU Dresden, 2006.
- [65] Fernando Marques u. a. “Fatigue analysis of a railway bridge based on fracture mechanics and local modelling of riveted connections”. en. In: *Engineering Failure Analysis* 94 (Dez. 2018), S. 121–144. ISSN: 13506307. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2018.07.016.
- [66] MATLAB. *9.7.0.1190202 (R2019b)*. Natick, Massachusetts, 2018.
- [67] Martin Mensinger, Matthias Engl und Mathias Rengstl. “Anpassung der 2D-Referenz-Rissmodelle im Anhang 8 der RiL 805:2012: Überführung von 3D-Rissmodellen zu 2D-Referenz-Rissmodellen”. de. In: *Stahlbau* 89.10 (Okt. 2020), S. 833–839. ISSN: 0038-9145, 1437-1049. DOI: 10.1002/stab.202000076.

- [68] Martin Mensinger, Andreas Hacker und Thiemo Langen. “Assessment of Riveted Railway Bridges Across the River Pegnitz”. In: *The Eight International Conference Bridges in Danube Basin*. Hrsg. von E. Petzek. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden, 2014. ISBN: 978-3-658-03713-0 978-3-658-03714-7. DOI: 10.1007/978-3-658-03714-7.
- [69] Martin Mensinger und Mathias Rengstl. *Wissenschaftliche Begleitung der Überarbeitung des Nachweises des sicheren Betriebszeitintervalls von Stahlbrücken nach Hensen*. Abschlußbericht, unveröffentlicht. Technische Universität München, Dez. 2019.
- [70] Martin Mensinger u. a. “Überarbeitung des Betriebszeitintervallnachweises der Ril 805”. de. In: *Stahlbau* 90.2 (2021), S. 93–105. ISSN: 1437-1049. DOI: <https://doi.org/10.1002/stab.202000105>.
- [71] Nicholas Metropolis und S. Ulam. “The Monte Carlo Method”. en. In: *Journal of the American Statistical Association* 44.247 (Sep. 1949), S. 335–341. ISSN: 0162-1459, 1537-274X. DOI: 10.1080/01621459.1949.10483310.
- [72] Karl C. Mosler und Friedrich Schmid. *Wahrscheinlichkeitsrechnung und schließende Statistik*. ger. 2., verb. Aufl. Springer-Lehrbuch. Berlin Heidelberg: Springer, 2006. ISBN: 978-3-540-27787-3.
- [73] Yukiitaka Murakami und Nihon-zairyō-gakkai, Hrsg. *Stress intensity factors handbook*. eng. Oxford: Pergamon Press, 1987. ISBN: 978-0-08-034809-4.
- [74] J. C. Newman. “A crack opening stress equation for fatigue crack growth”. en. In: *International Journal of Fracture* 24.4 (Apr. 1984), R131–R135. ISSN: 0376-9429, 1573-2673. DOI: 10.1007/BF00020751. (Besucht am 08.03.2021).
- [75] James C. Newman. *Predicting failure of specimens with either surface cracks or corner cracks at holes*. Techn. Ber. 1976. URL: <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:137096492>.
- [76] A.A. Nussbaumer und H.-P. Günther. “Grundlagen und Erläuterung der neuen Ermüdungsnachweise nach Eurocode 3”. In: *Stahlbau Kalender 2006* (2006), S. 381–484.
- [77] P. Paris und F. Erdogan. “A Critical Analysis of Crack Propagation Laws”. en. In: *Journal of Basic Engineering* 85.4 (Dez. 1963), S. 528–533. ISSN: 0021-9223. DOI: 10.1115/1.3656900.
- [78] Senta Pessel. “Beitrag zur wirklichkeitsnahen Beschreibung von Rissen in Eisenbahnschienenfüßen”. Diss. München: TU München, Lehrstuhl für Metallbau, 2020.

- [79] R. Pippan und A. Hohenwarter. “Fatigue crack closure: a review of the physical phenomena: Fatigue Crack Closure”. en. In: *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures* 40.4 (Apr. 2017), S. 471–495. ISSN: 8756758X. DOI: 10.1111/ffe.12578.
- [80] Dieter Radaj und Michael Vormwald. *Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Ingenieure*. ger. 3., neubearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin: Springer, 2007. ISBN: 978-3-540-71458-3.
- [81] André Reiche. *Zustandsbewertung von metallischen Tragwerkskomponenten*. ger. Bau- und Wohnforschung F 2380. Stuttgart: Fraunhofer-IRB-Verl, 2000. ISBN: 978-3-8167-4850-2.
- [82] J. R. Rice. “A Path Independent Integral and the Approximate Analysis of Strain Concentration by Notches and Cracks”. en. In: *Journal of Applied Mechanics* 35.2 (Juni 1968), S. 379–386. ISSN: 0021-8936, 1528-9036. DOI: 10.1115/1.3601206. (Besucht am 09.08.2023).
- [83] Hans Albert Richard und Manuela Sander. *Ermüdungsrisse: erkennen, sicher beurteilen, vermeiden*. ger. 1. Aufl. Praxis. Wiesbaden: Vieweg + Teubner, 2009. ISBN: 978-3-8348-0292-7 978-3-8348-9232-4.
- [84] *Richtlinie 804, Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instand halten*. Techn. Ber. DB Netz AG, Sep. 2020.
- [85] *Richtlinie 805, Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken*. Techn. Ber. DB Netz AG, 2000.
- [86] *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. de. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung Abteilung Straßenbau. 2011.
- [87] T. Riedel u. a. “Fracture-mechanical crack growth parameters of historical mild steels”. en. In: *Engineering Fracture Mechanics* 290 (Sep. 2023), S. 109517. ISSN: 00137944. DOI: 10.1016/j.engfracmech.2023.109517.
- [88] Thomas Riedel u. a. *Ermittlung von Risswachstumskennwerten historischer Flusstähle*. de. Techn. Ber. Dresden: Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden, 2021.
- [89] Aeneas Rooch. *Statistik für Ingenieure*. Springer-Lehrbuch. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2014. ISBN: 978-3-642-54856-7 978-3-642-54857-4.
- [90] Rudeloff. *Versuche mit Nietverbindungen und Brückenteilen*. Techn. Ber. Berlin: Verein deutsche Brücken und Eisenbaufabrikanten / Königliche Materialprüfungsanstalt Großlichterfelde, 1912.

- 
- [91] Hartmut Schiefer und Felix Schiefer. *Statistik für Ingenieure: eine Einführung mit Beispielen aus der Praxis*. ger. Lehrbuch. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2018. ISBN: 978-3-658-20639-0.
- [92] Jörg Schneider und Hans Peter Schlatter. *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen: Grundwissen für Ingenieure*. ger. 2., überarb. Aufl. Stuttgart: B.G. Teubner, 1996. ISBN: 978-3-7281-2167-7 978-3-519-15040-4.
- [93] Karlheinz Schwalbe. *Bruchmechanik metallischer Werkstoffe*. München ; Wien: Hanser, 1980. ISBN: 978-3-446-12983-2.
- [94] Lars Sieber. “Zur Beurteilung der Sprödbruchgefährdung gelochter Stahltragwerke aus Flusstahl”. Dissertation. TU Dresden, 2017.
- [95] Gerhard Spaethe. *Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen*. ger. 2., Neubearb. Aufl. Wien New York: Springer, 1992. ISBN: 978-3-211-82348-4 978-0-387-82348-5.
- [96] Deutscher Stahlbau-Verband, Hrsg. *Stahlbau-Handbuch für Studium und Praxis; in zwei Bänden. Bd. 1 Teil B: Grundlagen Grundlagen der Betriebsfestigkeitsnachweise, Tauglichkeit und Lebensdauer von bestehenden Stahlbauwerken, Brandschutz im Stahlbau, Korrosionsschutz von Stahlbauten, Bauphysik, Wärmeschutz, klimabedingter Feuchtigkeitsschutz, Schallschutz, Qualität im Stahlbau, Betriebsverhalten und Bemessung von Aluminiumkonstruktionen*. ger. 3., neu bearb. Aufl. Köln: Stahlbau-Verl.-Ges, 1996. ISBN: 978-3-923726-56-1.
- [97] Ralf Steinhausen. *Prüfung von Nietverbindungen an der Eisenbahnbrücke Meißen*. Gutachten, unveröffentlicht. Forschungszentrum Ultraschall GmbH, Mai 2022.
- [98] Natalie Stranghöner und Nariman Afzali. *Comparative study on the influence of bolts preloaded in the plastic range vs. bolts preloaded in the elastic range only*. Forschungsbericht D 2.2. Universität Duisburg Essen, März 2018.
- [99] Natalie Stranghöner u. a. *Guidelines on the design and execution of slip-resistant connections made of CS and amendments to Eurocode 3 and EN 1090-2 with background documentation*. Forschungsbericht D7.1. Universität Duisburg Essen, März 2018.
- [100] Natalie Stranghöner u. a. “Optimization of the test procedure for slip factor tests according to EN 1090-2”. en. In: *Steel Construction* 10.4 (Nov. 2017), S. 267–281. ISSN: 18670520. DOI: 10.1002/stco.201710040.
- [101] Richard Stroetmann u. a. “Bewertung und Instandsetzung von Altstahlkonstruktionen”. en. In: *Stahlbau Kalender 2022*. Hrsg. von Ulrike Kuhlmann. 1. Aufl. Wiley, Apr. 2022, S. 427–526. ISBN: 978-3-433-61111-1.

- [102] K. Tanaka und S. Matsuoka. “A tentative explanation for two parameters, C and m, in Paris equation of fatigue crack growth”. en. In: *International Journal of Fracture* 13.5 (Okt. 1977), S. 563–583. ISSN: 0376-9429, 1573-2673. DOI: 10.1007/BF00017293.
- [103] Andreas Taras und Richard Greiner. *Statische Festigkeit und Ermüdungsfestigkeit genieteteter Bauteile - Auswertung der Versuchsdaten und Bemessungsvorschläge*. Techn. Ber. F-5-15-2007. Graz: Technische Universität Graz, Institut für Stahlbau und Flächentragwerke, 2007.
- [104] Andreas Taras, Richard Greiner und Ehab Boghdadi Matar. *Statische Festigkeit und Ermüdungsfestigkeit genieteteter Bauteile - Static tests and fatigue tests on riveted railway bridge stringers*. Techn. Ber. F-5-16-2007. Graz: Technische Universität Graz, Institut für Stahlbau und Flächentragwerke, 2007.
- [105] *TGL 13500, Stahltragwerke - Berechnung und bauliche Durchbildung*. Techn. Ber. Sep. 1962.
- [106] H. Unterweger und C. Derler. “Fatigue tests and calibrated fracture mechanics approach for historical riveted steel girders”. en. In: *Journal of Constructional Steel Research* 176 (Jan. 2021), S. 106353. ISSN: 0143974X. DOI: 10.1016/j.jcsr.2020.106353.
- [107] Harald Unterweger und Christoph Derler. “Ermittlung von Inspektionsintervallen für Rissprüfungen an historischen genieteten Eisenbahnbrücken auf Basis der Bruchmechanik – Teil 1”. de. In: *Stahlbau* 90.4 (Apr. 2021), S. 290–304. ISSN: 0038-9145, 1437-1049. DOI: 10.1002/stab.202100004.
- [108] Harald Unterweger und Christoph Derler. “Ermittlung von Inspektionsintervallen für Rissprüfungen an historischen genieteten Eisenbahnbrücken auf Basis der Bruchmechanik – Teil 2”. de. In: *Stahlbau* 90.5 (Mai 2021), S. 378–385. ISSN: 0038-9145, 1437-1049. DOI: 10.1002/stab.202100016.
- [109] G. Valtinat. *Restnutzungsdauer bestehender, genieteteter Stahlbrücken*. deutsch. 1994.
- [110] Peter de Vries und Martin Nijgh. *Influence of test speed in slip factor tests*. Forschungsbericht D1.2. TU Delft, März 2018.
- [111] K Walker. “The Effect of Stress Ratio During Crack Propagation and Fatigue for 2024-T3 and 7075-T6 Aluminum”. en. In: *Effects of Environment and Complex Load History on Fatigue Life*. Hrsg. von Ms Rosenfeld. 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959: ASTM International, Jan. 1970, S. 1–14. ISBN: 978-0-8031-0032-9. DOI: 10.1520/STP32032S.

- 
- [112] Shuyi Wang und Wenhao Gui. “Corrected Maximum Likelihood Estimations of the Lognormal Distribution Parameters”. en. In: *Symmetry* 12.6 (Juni 2020), S. 968. ISSN: 2073-8994. DOI: 10.3390/sym12060968.
- [113] Robert Ware und Frank Lad. *Approximating the distribution for sums of products of normal variables*. Jan. 2003.
- [114] Stephen Webster und Adam Bannister. “Structural integrity assessment procedure for Europe – of the SINTAP programme overview”. en. In: *Engineering Fracture Mechanics* 67.6 (Dez. 2000), S. 481–514. ISSN: 00137944. DOI: 10.1016/S0013-7944(00)00070-9.
- [115] M. Wilson und P. Thomas. *Fatigue tests of riveted joints*. englisch. Techn. Ber. Bulletin No. 302. University of Illinois, 1938.
- [116] K. Wittmann. “Wie sicher sind alte Stahlbauwerke?” In: *Materialprüfung* 35.Heft 3 (1993), S. 53–57.
- [117] Yi Zhou. “Fatigue strength evaluation of riveted bridge members”. Englisch. Diss. Lehigh University, 1994.



# Anhang



# A. Materialeigenschaften des untersuchten Probenmaterials

Tabelle A.1.: chemische Zusammensetzung der beprobten Stähle

Bauwerk	Kohlenstoff C [%]	Silizium Si [%]	Mangan Mn [%]	Phosphor P [%]	Schwefel S [%]	Aluminium Al [%]	Stickstoff N [%]
FD	0,139	0,010	0,343	0,018	0,048	0,003	0,009
GDD	0,072	0,008	0,396	0,053	0,038	0,003	0,014
HAM	0,049	0,005	0,355	0,095	0,060	0,001	0,010
TFT	0,048	0,006	0,461	0,074	0,048	0,002	0,017
SC	0,064	0,006	0,323	0,063	0,054	0,002	0,010
MV	0,046	0,013	0,471	0,134	0,086	0,001	0,016

Tabelle A.2.: Streckgrenze und Festigkeit der untersuchten Flusstähle und Daten aus der Literatur

Bauwerk	Streckgrenze		Zugfestigkeit	E-Modul
	$R_{el}[MPa]$	$R_{eH}[MPa]$	$R_m[MPa]$	$[MPa]$
FD	268	306	405	185578
GDD	279	314	400	216734
HAM	271	319	389	209381
TFT	286	277	418	-
SC	286	308	425	199224
MV	323	349	448	207425
Mittelwert über alle Versuche	285	312	414	203668
Mittelwerte nach Langeberg [61]	282	-	417	-
Mittelwerte nach Reiche [81]	-	268	393	-
Mittelwerte nach Lüddecke [64]	-	290	395	-
Mittelwerte nach Sieber [94]	289,8	-	407,9	-

## B. Versuchsergebnisse

### Nietklemmspannung

Tabelle B.1.: Messwerte Entspannungsdehnung

Niet	$\Delta\varepsilon^*$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$k_{\text{schaft}}$	$\Delta\varepsilon$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	Niet	$\Delta\varepsilon^*$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$k_{\text{schaft}}$	$\Delta\varepsilon$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]
2.1	788,90	1,01	796,78	4.6	366,499	1,025	375,66
2.2	589,68	1,01	595,58	4.8	555,573	1,025	569,46
2.3	716,96	1,01	724,13	5.1	610,402	1,01	616,51
2.4	523,57	1,01	528,80	5.2	787,977	1,01	795,86
2.5	730,19	1,01	737,49	5.3	711,197	1,01	718,31
2.6	756,51	1,01	764,07	5.4	612,184	1,01	618,31
2.7	766,83	1,01	774,50	5.5	351,137	1,01	354,65
2.8	567,49	1,01	573,16	6.1	539,381	1,01	544,77
2.9	658,05	1,01	664,63	6.2	345,170	1,01	348,62
2.10	506,98	1,01	512,05	6.3	281,824	1,01	284,64
3.1	922,625	1,01	931,85	6.5	432,760	1,01	437,09
3.2	830,043	1,01	838,34	6.6	92,235	1,01	93,16
3.4	450,691	1,01	455,20	6.7	250,859	1,01	253,37
3.5	421,815	1,01	426,03	6.8	376,428	1,01	380,19
3.6	727,255	1,01	734,53	6.9	399,667	1,01	403,66
3.7	623,028	1,01	629,26	7.1	208,147	1,01	210,23
3.8	897,780	1,01	906,76	7.2	629,799	1,01	636,10
3.11	469,040	1,01	473,73	7.3	216,810	1,01	218,98
3.12	1117,169	1,01	1128,34	7.5	503,767	1,01	508,80
4.1	492,042	1,025	504,34	7.6	369,668	1,01	373,36
4.2	818,286	1,025	838,74	7.7	622,769	1,01	629,00
4.4	468,296	1,025	480,00	8.1	402,979	1,025	413,05

... wird fortgesetzt

ANHANG B. VERSUCHSERGEBNISSE NIETKLEMMSPANNUNG

Niet	$\Delta\varepsilon^*$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$k_{\text{schaft}}$	$\Delta\varepsilon$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	Niet	$\Delta\varepsilon^*$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$k_{\text{schaft}}$	$\Delta\varepsilon$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]
8.2	215,017	1,025	220,39	10.9	641,485	1,025	657,52
8.3	435,237	1,025	446,12	10.10	574,653	1,025	589,02
8.4	592,058	1,025	606,86	10.11	496,434	1,025	508,85
8.6	616,273	1,025	631,68	10.12	728,680	1,025	746,90
8.7	574,260	1,025	588,62	10.13	715,228	1,025	733,11
8.8	734,926	1,025	753,30	11.2	406,526	1,02	414,66
9.1	667,158	1,01	673,83	11.3	461,927	1,02	471,17
9.3	623,068	1,01	629,30	11.4	784,957	1,02	800,66
9.4	588,709	1,01	594,60	11.5	580,841	1,02	592,46
9.5	313,015	1,01	316,15	11.6	394,273	1,02	402,16
9.6	531,353	1,01	536,67	11.7	551,255	1,02	562,28
9.7	412,897	1,01	417,03	12.3	816,728	1,0325	843,27
9.8	1010,486	1,01	1020,59	12.5	629,709	1,0325	650,17
9.10	827,432	1,01	835,71	12.6	636,552	1,0325	657,24
9.11	751,200	1,01	758,71	12.7	758,043	1,0325	782,68
9.12	816,923	1,01	825,09	13.1	653,684	1,04	679,83
9.13	513,964	1,01	519,10	13.2	534,722	1,04	556,11
9.15	815,169	1,01	823,32	13.4	735,222	1,04	764,63
9.16	427,784	1,01	432,06	13.7	606,879	1,04	631,15
10.1	662,255	1,025	678,81	13.8	241,511	1,04	251,17
10.2	587,800	1,025	602,50	13.9	747,461	1,04	777,36
10.3	668,156	1,025	684,86	13.10	562,946	1,04	585,46
10.4	693,387	1,025	710,72	13.11	754,351	1,04	784,53
10.6	631,575	1,025	647,36	13.12	670,285	1,04	697,10
10.7	686,013	1,025	703,16	13.13	717,762	1,04	746,47
10.8	685,343	1,025	702,48				

Tabelle B.2.: Messwerte Kraft-Dehnungsmessung

Niet	$m_e[\frac{N}{\mu m/\mu m}]$	Niet	$m_e[\frac{N}{\mu m/\mu m}]$
2.1	9,605E+07	7.5	9,841E+07
2.2	9,400E+07	7.7	9,774E+07
2.4	9,552E+07	8.1	8,209E+07
2.5	9,346E+07	8.4	8,749E+07
2.6	9,297E+07	8.6	8,562E+07
2.7	9,236E+07	8.7	8,951E+07
2.9	9,536E+07	9.1	6,962E+07
2.10	1,075E+08	9.3	7,620E+07
3.1	9,400E+07	9.7	6,413E+07
3.2	9,552E+07	9.9	5,892E+07
3.3	9,346E+07	9.14	5,809E+07
3.4	9,297E+07	9.16	6,110E+07
3.6	9,236E+07	10.9	8,694E+07
3.7	9,536E+07	10.14	9,135E+07
3.8	1,075E+08	11.2	1,092E+08
3.9	6,876E+07	11.3	1,041E+08
3.10	5,794E+07	11.5	1,057E+08
3.11	6,224E+07	11.6	5,970E+07
4.1	8,181E+07	12.6	6,129E+07
4.2	7,952E+07	13.3	7,273E+07
4.4	7,451E+07	13.8	5,015E+07
4.8	7,527E+07	13.10	6,645E+07
5.1	1,025E+08		
5.4	1,014E+08		
5.5	9,450E+07		
6.1	9,696E+07		
6.2	8,914E+07		
6.4	8,984E+07		
6.5	1,151E+08		
6.6	8,043E+07		
6.8	8,495E+07		
7.2	8,953E+07		
7.3	8,106E+07		

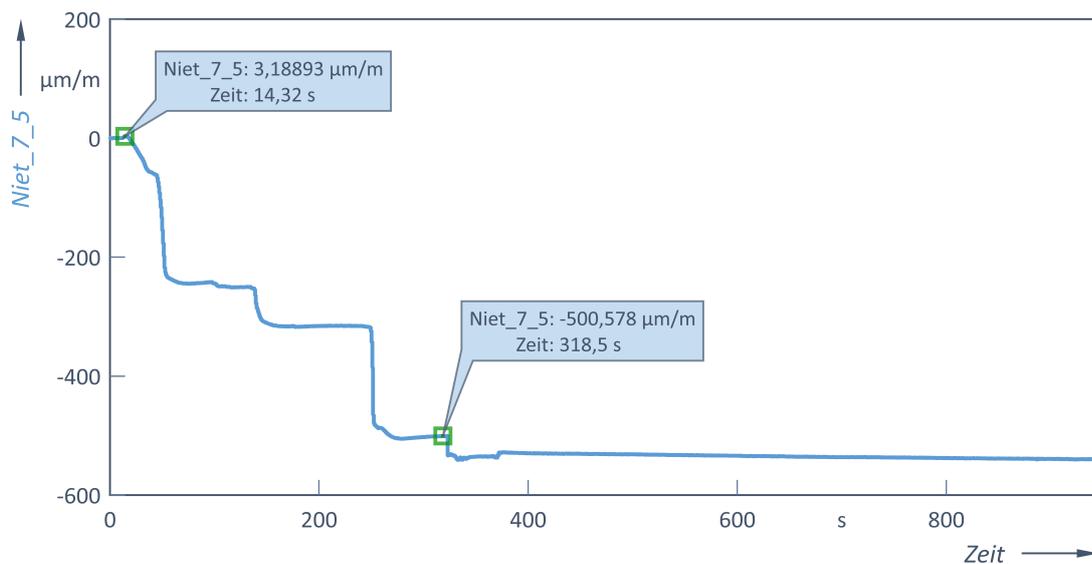


Abbildung B.1.: Typischer Dehnungsverlauf während der Versuchsdurchführung

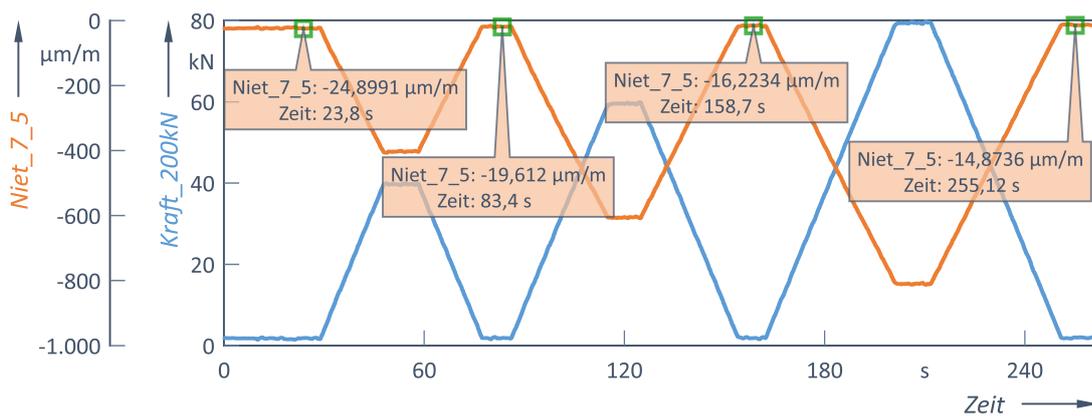


Abbildung B.2.: Typischer Verlauf für die Messgrößen während der experimentellen Bestimmung der Kraft-Dehnungs-Beziehung

## C. Versuchsergebnisse Reibbeiwert

Bauwerk	$F_N [kN]$	$F_T [kN]$	$\mu_{fric}$	Bauwerk	$F_N [kN]$	$F_T [kN]$	$\mu_{fric}$
FD	110,949	87,161	0,379	GDD	102,639	106,965	0,453
FD	136,614	97,002	0,348	GDD	102,639	106,965	0,453
FD	110,368	106,977	0,479	GDD	109,173	114,235	0,451
FD	150,348	123,925	0,416	EPV	102,347	98,026	0,411
FD	107,156	73,982	0,346	EPV	106,989	101,602	0,436
HAM	126,291	82,772	0,319	EPV	111,172	103,745	0,418
HAM	138,504	90,331	0,341	EPV	68,011	66,170	0,443
HAM	129,221	80,575	0,306	EPV	72,930	71,752	0,486
HAM	126,328	82,606	0,328	EPV	68,905	66,557	0,456
HAM	126,661	113,650	0,424				
HAM	138,654	85,963	0,309				
MLS	129,191	94,739	0,346				
MLS	102,837	79,675	0,356				
MLS	109,143	63,943	0,281				
MLS	118,057	79,473	0,326				
MLS	121,249	98,801	0,384				
MLS	125,940	79,587	0,296				
MLS	100,320	69,513	0,343				
MLS	134,328	99,003	0,364				
MLS	112,542	95,024	0,370				
MLS	114,302	91,067	0,356				



Abbildung C.1.: Beispiel einer Kontaktfläche der Bauteile für die Reibbeiwertermittlung

## D. Versuchsergebnisse

### Bruchmechanikversuche

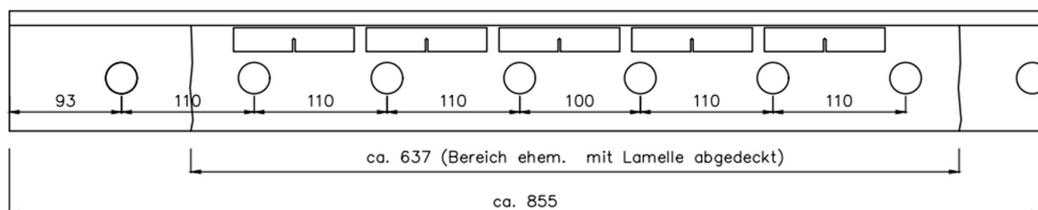


Abbildung D.1.: Probenanordnung SENB-Proben Bauwerk HAM

Tabelle D.1.: Übersicht der versuchstechnisch ermittelten Risswachstumskennwerte

Bauwerk	$R$	$C_{Pa}$	$m_{Pa}$	Statistik		$K_{th}$	Statistik
		[-]	[-]	$R^2$	$\sigma$	$[MPa\sqrt{m}]$	$R^2$
FD	0,1	6,95e-10	3,73	0,992	5,66e-11	5,19	0,694
	0,3	2,91e-10	4,06	0,991	2,93e-11	4,22	0,586
	0,5	3,03e-11	4,91	0,978	3,47e-12	3,84	0,632
GDD	0,1	3,83e-10	3,95	0,992	3,19e-11	5,74	0,232
	0,3	4,80e-10	3,97	0,995	2,51e-11	4,02	0,312
	0,5	9,15e-11	4,48	0,979	1,05e-11	4,00	0,555
HAM	0,1	6,38e-11	4,58	0,991	5,06e-12	4,96	0,948
	0,3	9,04e-11	4,52	0,991	6,59e-12	4,19	0,673
	0,5	4,10e-11	4,80	0,963	5,52e-12	4,04	0,860
MV	0,1	5,43e-11	4,63	0,987	7,26e-12	6,97	0,695
	0,3	5,23e-11	4,77	0,982	6,59e-12	4,91	0,649
	0,5	2,71e-11	4,93	0,983	2,54e-12	4,42	0,291
SC	0,1	2,36e-10	4,10	0,994	1,52e-11	5,81	0,739
	0,3	2,03e-10	4,17	0,993	1,32e-11	4,54	0,871
	0,5	6,65e-11	4,56	0,954	2,72e-12	4,03	0,734
TFT	0,1	1,78e-10	4,23	0,996	9,85e-12	4,46	0,703
	0,3	1,61e-10	4,33	0,995	1,03e-11	4,22	0,832
	0,5	6,20e-11	4,69	0,981	5,83e-12	3,98	0,587

Die Kennwerte  $C_{Pa}$  und  $m_{Pa}$  sind für die Einheiten von  $\Delta K [MPa\sqrt{m}]$  und  $da/dN [mm/LW]$  angegeben.

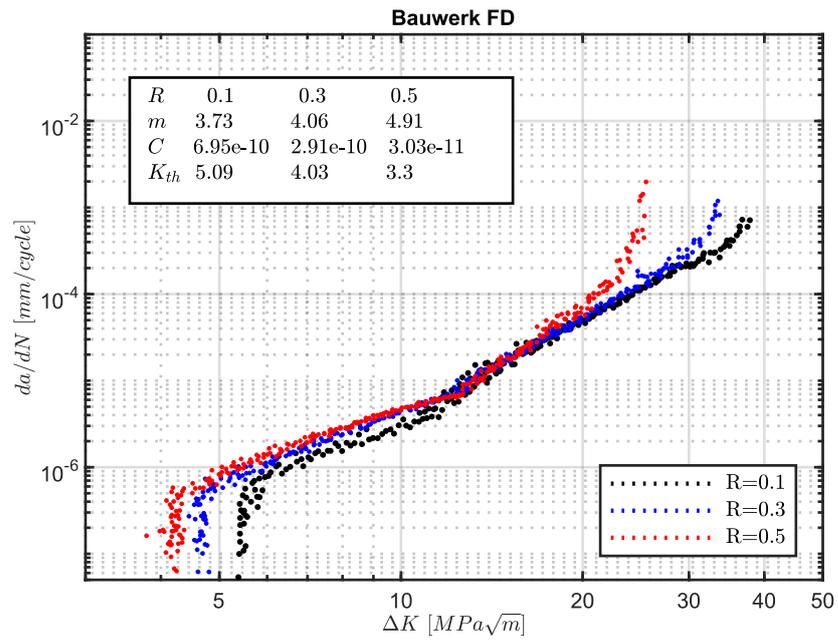


Abbildung D.2.: Risswachstumskurve Bauwerk FD

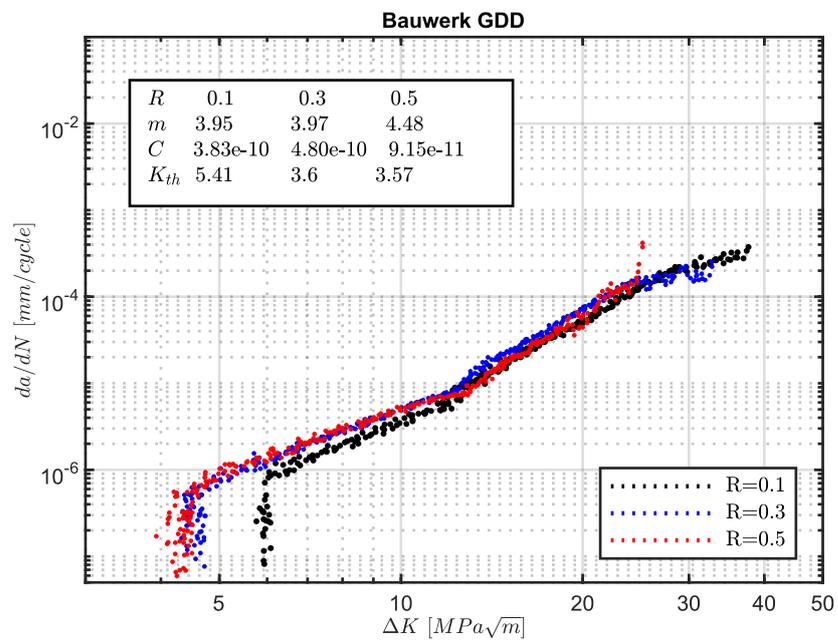


Abbildung D.3.: Risswachstumskurve Bauwerk GDD

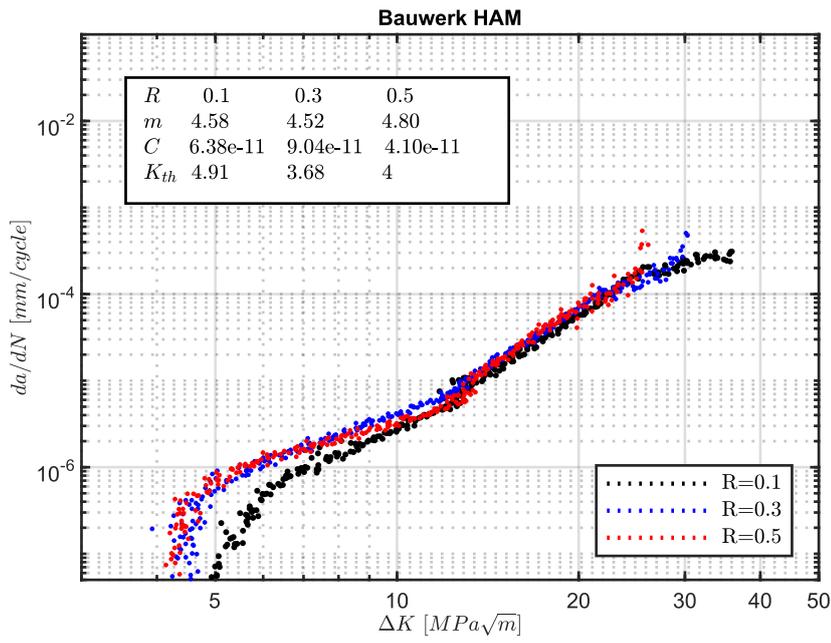


Abbildung D.4.: Risswachstumskurve Bauwerk HAM

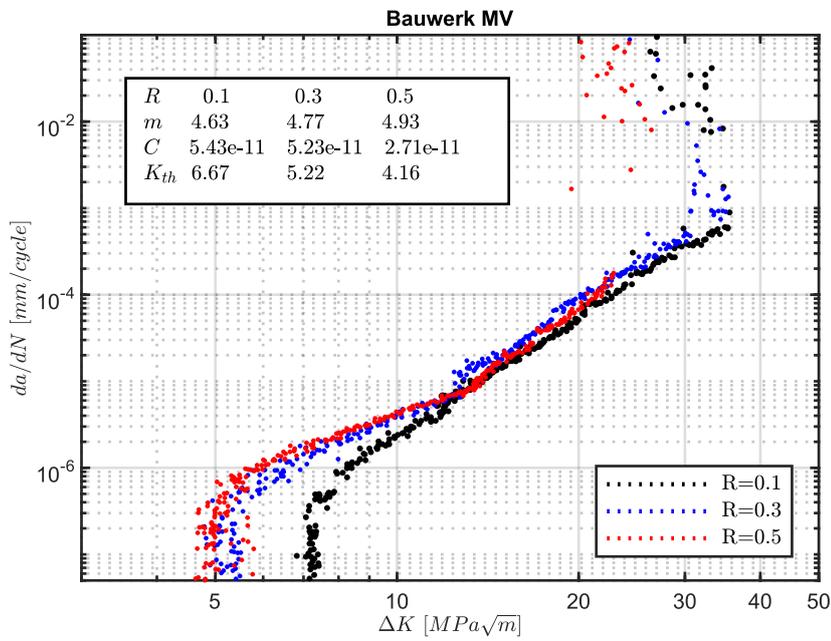


Abbildung D.5.: Risswachstumskurve Bauwerk MV

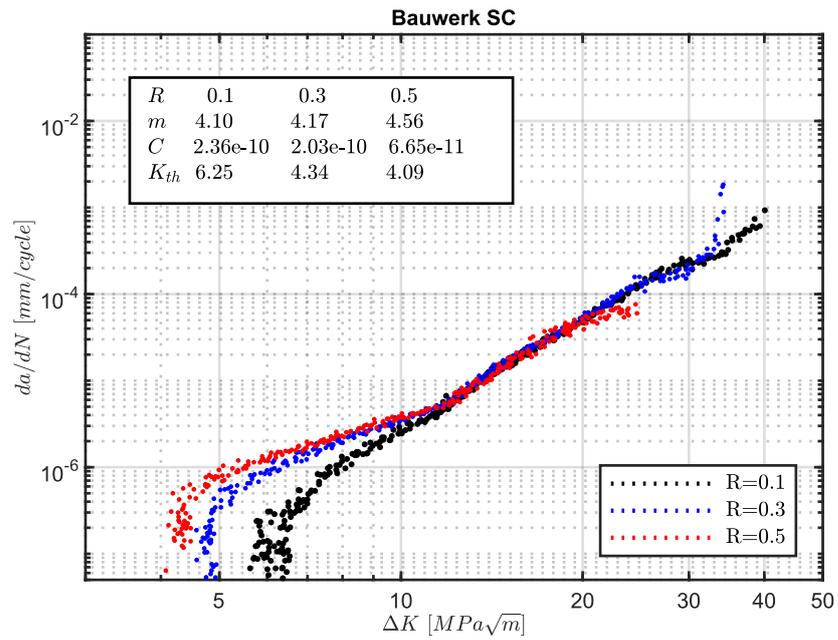


Abbildung D.6.: Risswachstumskurve Bauwerk SC

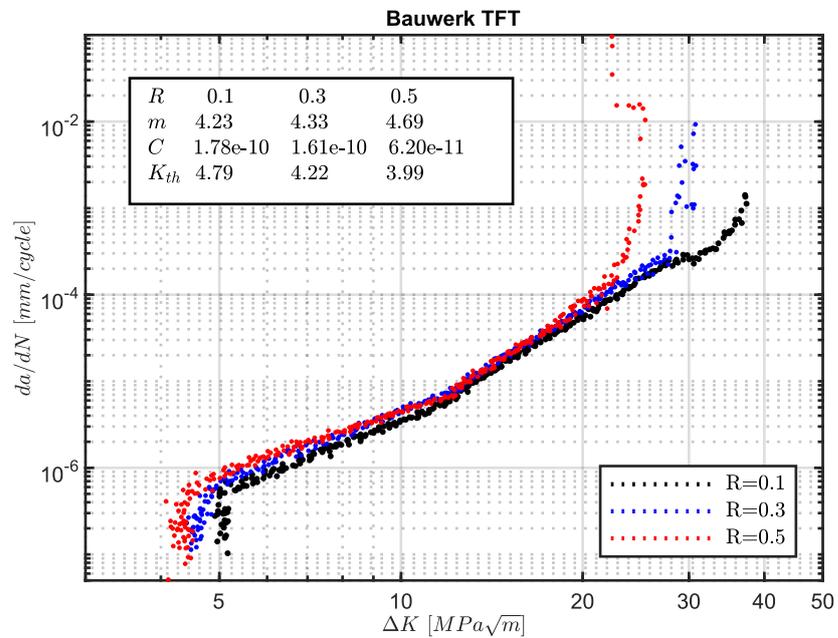


Abbildung D.7.: Risswachstumskurve Bauwerk TFT



# E. SIF für Rissmodelle ohne Klemmspannung

## E.1. K-Lösungen für Lochstäbe

Lochstab mit äußerer Belastung nach [33]:

$$Y_{F\ddot{u}} = \varphi_{F\ddot{u}} \cdot \psi_{F\ddot{u}} \quad (\text{E.1})$$

mit

$$\varphi_{F\ddot{u}} = \frac{\pi \left[ \sqrt{\frac{1}{\bar{\alpha}} \cdot (\tan \bar{\alpha} + g_{F\ddot{u}} \cdot \sin 2\bar{\alpha}) \cdot \left( 1 + \frac{\varepsilon^2 \cdot (2 - \varepsilon^2)}{1 - \varepsilon} \right)} \right] - \sqrt{1 + 2g_{F\ddot{u}}}}{\pi - 1} \quad (\text{E.2})$$

und

$$\psi_{F\ddot{u}} = h_{F\ddot{u}} \cdot \left( 3 \cdot \beta^{3p_{F\ddot{u}}} - 2 \cdot \sqrt{h_{F\ddot{u}}} \cdot \beta^{p_{F\ddot{u}}} \right) \quad (\text{E.3})$$

Die Eingangsparameter in die Gleichungen E.2 und E.3 lauten:

$$p_{F\ddot{u}} = \frac{\lg \left( h_{F\ddot{u}}^{-\frac{3}{2}} \right)}{\lg \beta^*}$$

$$\beta^* = \frac{\gamma \cdot \delta}{\gamma \cdot (2\delta - 1) + 1}$$

$$h_{F\ddot{u}} = 1 + \frac{2}{\pi} \cdot \arctan (1,5 \cdot \sqrt{\delta})$$

$$g_{F\ddot{u}} = 0,13 \cdot \left( \frac{2}{\pi} \cdot \arctan \delta \right)^2$$

$$\varepsilon = \alpha \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \arctan \left( 0,6 \cdot \sqrt[3]{\delta} \right)$$

Die Grundlage dafür bilden die Geometrieparameter:  $c = r + a$ ;  $\alpha = \frac{c}{W}$ ;  $\bar{\alpha} = \frac{\pi}{2} \cdot \alpha$ ;  $\delta = 1$  (bei kreisförmigen Loch);  $\gamma = \frac{r}{W}$  und  $\beta = \frac{\alpha - \gamma}{1 - \gamma}$ . Für die Definition der geometrischen Werte siehe Abbildungen 3.27 und 4.7.

Für den Lochstab mit Lastangriff am Nietlochrand wird die Lösung nach Ball [6] unter Berücksichtigung der Formel für den Höhenfaktor nach Sieber[94] verwendet. Der Korrekturfaktor errechnet sich aus Umstellung der Gleichung 2.2:

$$Y_{Ball} = \frac{K_{Ball}}{\sigma_{brut} \cdot \sqrt{\pi \cdot (r + a)}} \quad (E.4)$$

mit

$$K_{Ball} = \frac{1}{2} \cdot \left[ \frac{P}{t_{blech} \cdot \sqrt{2W}} \cdot F_{HPW} \cdot F_P + \frac{P}{t_{blech} \cdot 2W} \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot F_{TH} \cdot F_{FF} \right] \quad (E.5)$$

Unter der Voraussetzung des symmetrisch zur Bauteilachse liegenden Loches und der symmetrischen Lasteinleitung lauten die Eingangsparameter  $F_{HPW}, F_P, F_{TH}$  und  $F_{FF}$ :

$$F_{HPW} = \left[ 23,76 \cdot \left( \frac{e_1}{W} \right)^2 - 28,558 \cdot \left( \frac{e_1}{W} \right) + 8,913 \right] \cdot \left( \frac{2(r+a)}{W} \right) + 1,284 \cdot \left( \frac{e_1}{W} \right) + 0,322$$

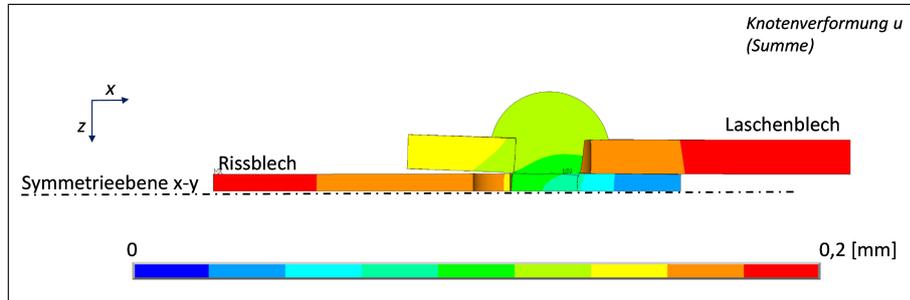
$$F_P = \left\{ 1 + 0,2967 \cdot \left[ 1 - \cos \left( \frac{\pi c}{2W} \right) \right] \right\} \cdot F_{III}$$

$$F_{III} = \frac{\sqrt{\tan \left( \frac{\pi c}{2W} \right)}}{\sqrt{1 - \left[ \frac{\cos \left( \frac{\pi c}{2W} \right)}{\cos \left( \frac{\pi}{2W} \right)} \right]^2}}$$

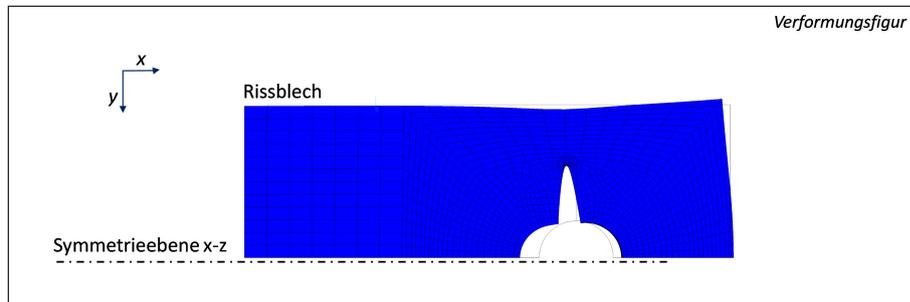
$$F_{TH} = \frac{0,6805}{0,2772 + \frac{a}{r}} + 0,9439$$

$$F_{FF} = \sqrt{\sec \left[ \frac{\pi c}{2W} \right]}$$

## E.2. Deformation von Nietverbindungen mit gerissenen Blech unter äußerer Belastung

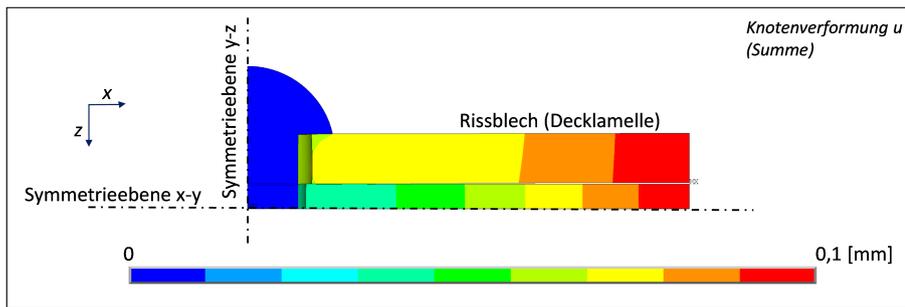


(a) Längsschnitt durch das Modell

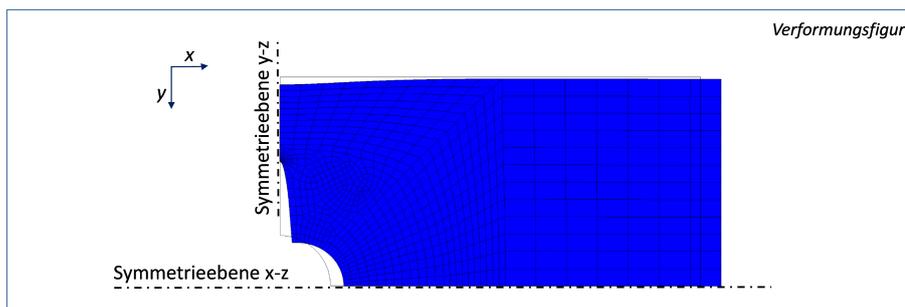


(b) Mittelblech mit Riss

Abbildung E.1.: Nietverbindungstyp 1 (Viertelmodell) qualitative Darstellung der Verformung unter Beanspruchung des gerissenen Mittelbleches in x-Richtung

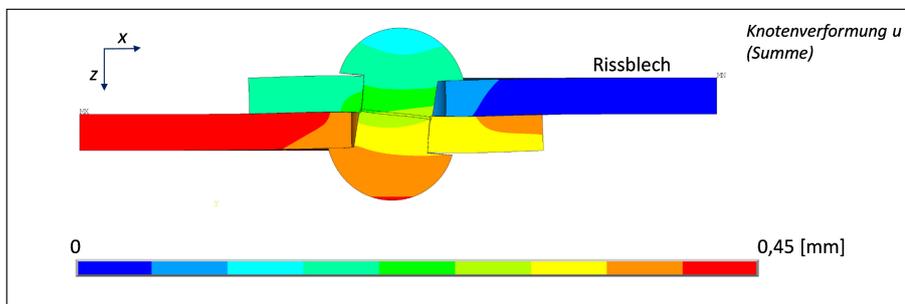


(a) Längsschnitt durch das Modell

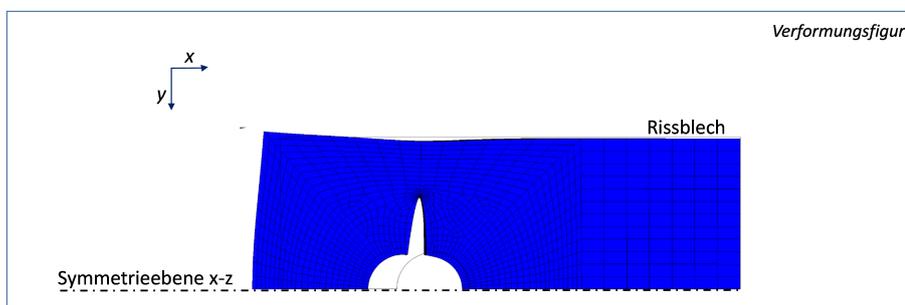


(b) Decklamelle mit Riss

Abbildung E.2.: Nietverbindungstyp 2 (Achtelmodell) qualitative Darstellung der Verformung unter Beanspruchung aller Bleche in x-Richtung

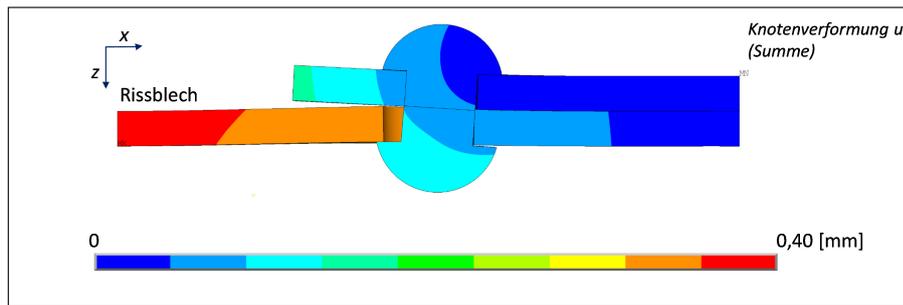


(a) Längsschnitt durch das Modell

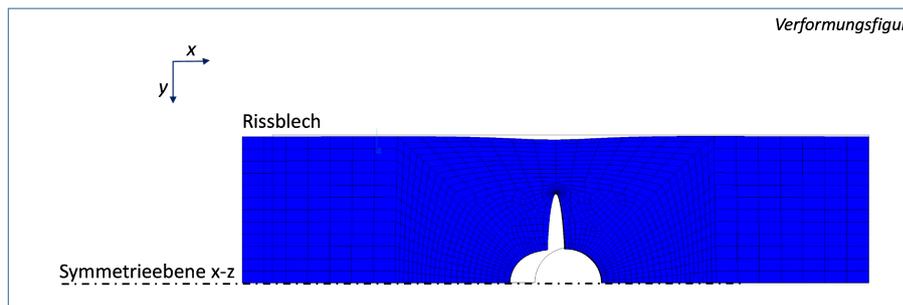


(b) gerissenes Blech

Abbildung E.3.: Nietverbindungstyp 3 (Halbmodell) qualitative Darstellung der Verformung unter Beanspruchung des gerissenen Bleches in x-Richtung



(a) Längsschnitt durch das Modell



(b) durchgehende Lamelle mit Riss

Abbildung E.4.: Nietverbindungstyp 4 (Halbmodell) qualitative Darstellung der Verformung unter Beanspruchung aller Bleche in x-Richtung



# F. Ergebnisse der Validierung des numerischen Modells

## F.1. Versuche ohne Verbindungsmittelvorspannung

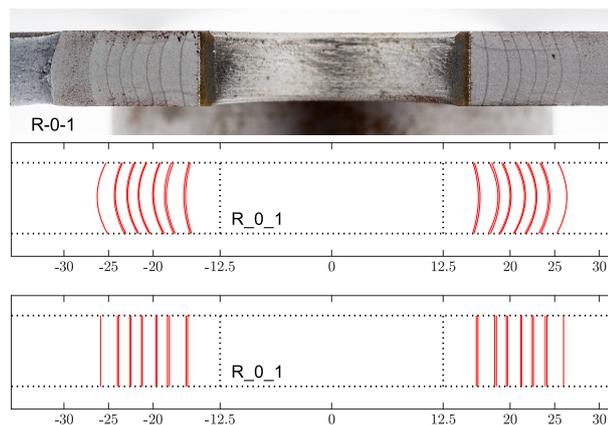


Abbildung F.1.: Versuch R-0-1 Rissfläche / digitalisierte Rissfront / äquivalente Rissfront

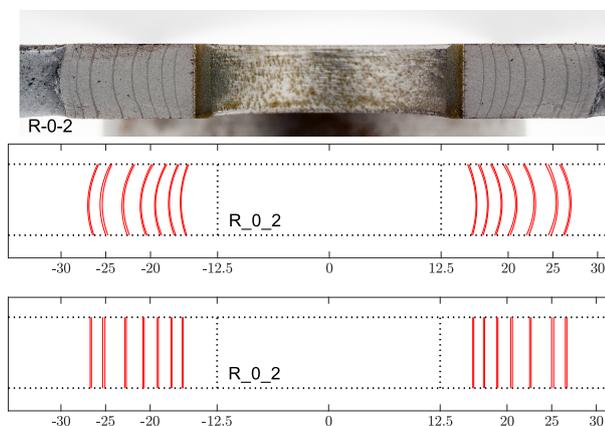


Abbildung F.2.: Versuch R-0-2 Rissfläche / digitalisierte Rissfront / äquivalente Rissfront

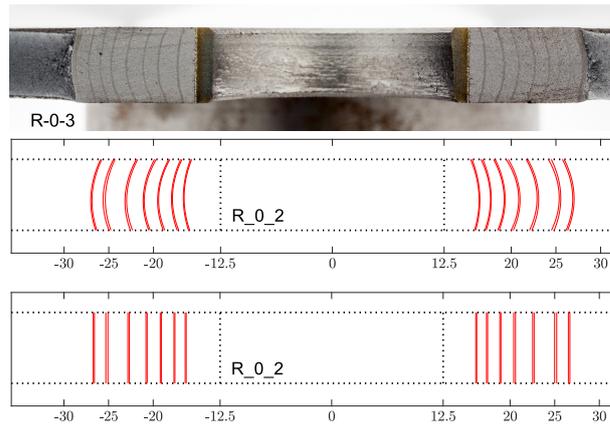


Abbildung F.3.: Versuch R-0-3 Rissfläche / digitalisierte Rissfront / äquivalente Rissfront

## F.2. Versuche mit Verbindungsmittelvorspannung

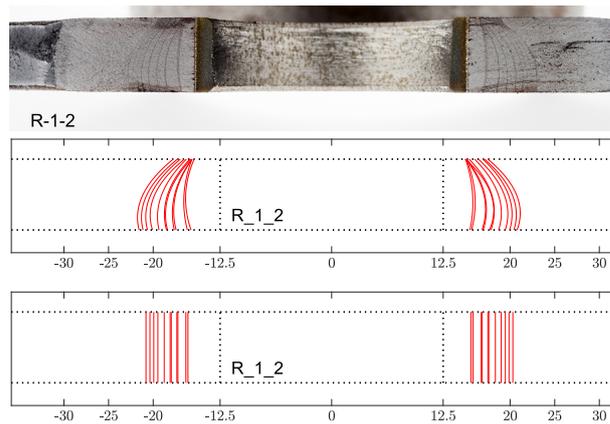
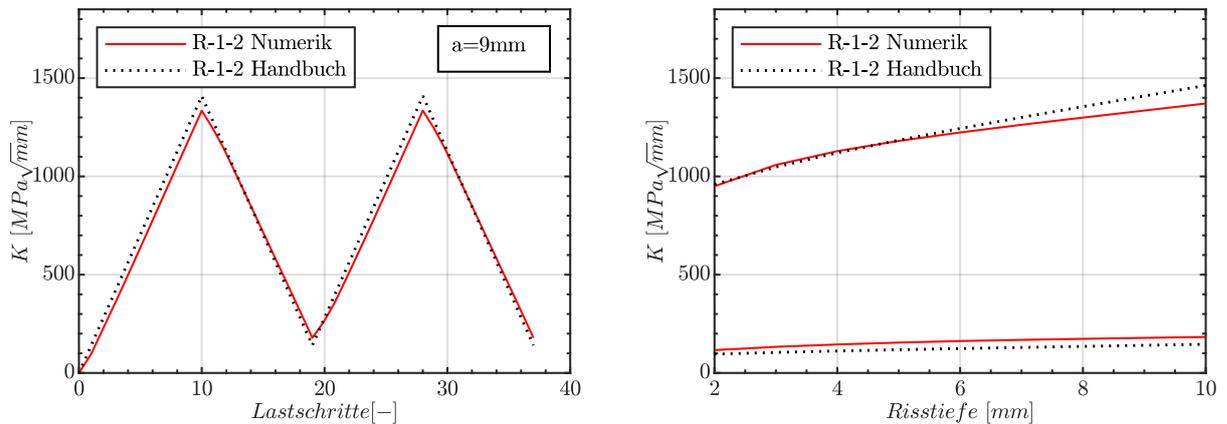


Abbildung F.4.: Versuch R-1-2 Rissfläche / digitalisierte Rissfront / äquivalente Rissfront

Tabelle F.1.: Versuch R-1-2 Ergebnisse für das Risswachstum Versuch und Simulationsrechnung

Last-block	Last-wechsel	Versuch			Rechnung mit Nietklemmung		Rechnung ohne Nietklemmung	
		$a_{start}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$
1	7500	16,091	16,996	1,21E-04	17,718	2,17E-04	17,858	2,36E-04
2	5000	17,106	17,740	1,27E-04	18,265	2,32E-04	18,395	2,58E-04
3	5000	17,855	18,558	1,41E-04	19,078	2,44E-04	19,254	2,80E-04
4	4000	19,240	19,703	1,16E-04	20,300	2,65E-04	20,504	3,16E-04
5	2500	19,703	20,122	1,68E-04	20,376	2,69E-04	20,510	3,23E-04
6	2500	20,122	20,559	1,75E-04	20,812	2,76E-04	20,960	3,35E-04



(a) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung für Belastungs- und Endlastungsvorgang (b) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung in Abhängigkeit der Risstiefe

Abbildung F.5.: Versuch R-1-2 Ergebnisse der numerischen Simulation

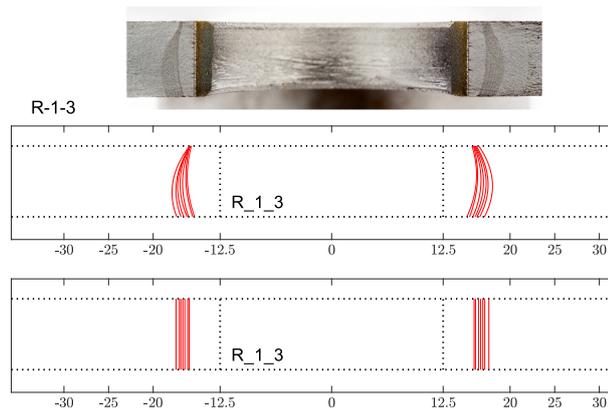
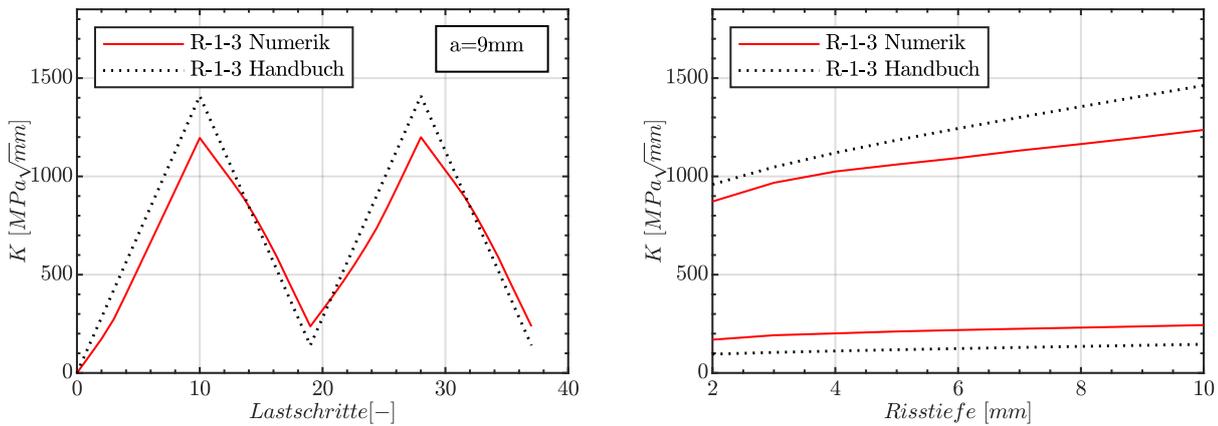


Abbildung F.6.: Versuch R-1-3 Rissfläche / digitalisierte Rissfront / äquivalente Rissfront

Tabelle F.2.: Versuch R-1-3 Ergebnisse für das Risswachstum Versuch und Simulationsrechnung

Lastblock	Lastwechsel	Versuch			Rechnung mit Nietklemmung		Rechnung ohne Nietklemmung	
		$a_{start}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$
1	7500	16,133	16,456	4,31E-05	17,207	1,43E-04	17,911	2,37E-04
2	5000	16,456	16,690	4,67E-05	17,181	1,45E-04	17,648	2,38E-04
3	5000	16,690	16,925	4,72E-05	17,427	1,47E-04	17,917	2,45E-04
4	4000	16,925	17,111	4,64E-05	17,522	1,49E-04	17,921	2,49E-04
5	7500	17,111	17,530	5,59E-05	18,261	1,53E-04	19,115	2,67E-04



(a) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung für Belastungs- und Endlastungsvorgang (b) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung in Abhängigkeit der Risstiefe

Abbildung F.7.: Versuch R-1-3 Ergebnisse der numerischen Simulation

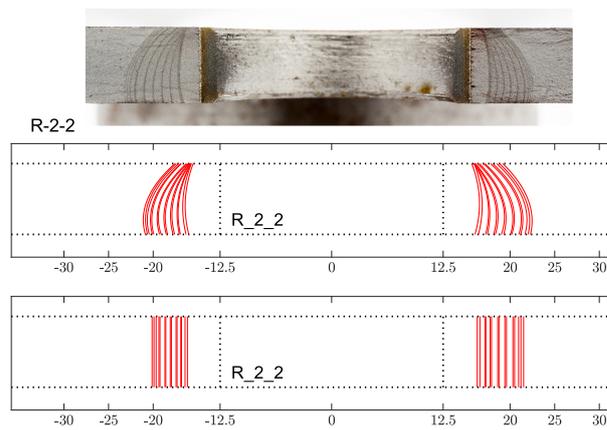
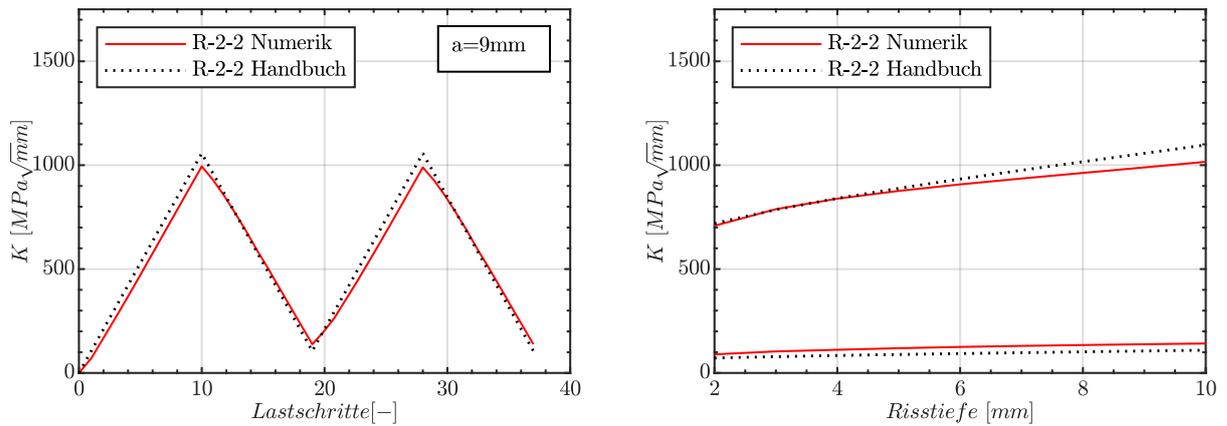


Abbildung F.8.: Versuch R-2-2 Rissfläche / digitalisierte Rissfront / äquivalente Rissfront

Tabelle F.3.: Versuch R-2-2 Ergebnisse für das Risswachstum Versuch und Simulationsrechnung

Last-block	Last-wechsel	Versuch			Rechnung mit Nietklemmung		Rechnung ohne Nietklemmung	
		$a_{start}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$
1	10000	16,524	17,001	4,77E-05	17,697	1,17E-04	17,841	1,32E-04
2	10000	17,099	17,543	4,44E-05	18,328	1,23E-04	18,509	1,41E-04
3	10000	17,677	18,285	6,08E-05	18,958	1,28E-04	19,180	1,50E-04
4	10000	18,420	18,997	5,76E-05	19,765	1,34E-04	20,043	1,62E-04
5	10000	19,142	19,777	6,36E-05	20,546	1,40E-04	20,882	1,74E-04
6	5000	19,931	20,311	7,60E-05	20,651	1,44E-04	20,830	1,80E-04
7	2500	20,311	20,563	1,01E-04	20,675	1,46E-04	20,767	1,82E-04
8	2500	20,563	20,818	1,02E-04	20,932	1,48E-04	21,029	1,86E-04



(a) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung für Belastungs- und Endlastungsvorgang (b) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung in Abhängigkeit der Risstiefe

Abbildung F.9.: Versuch R-2-2 Ergebnisse der numerischen Simulation

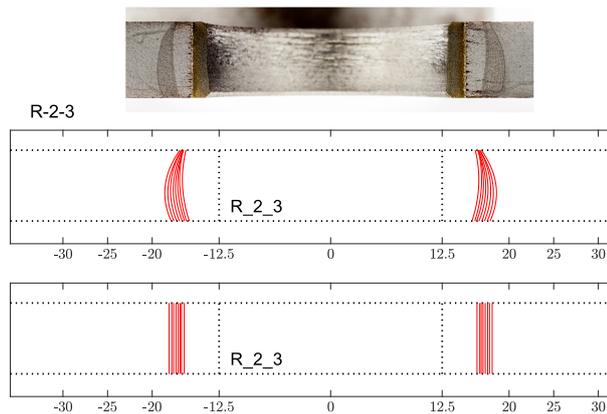
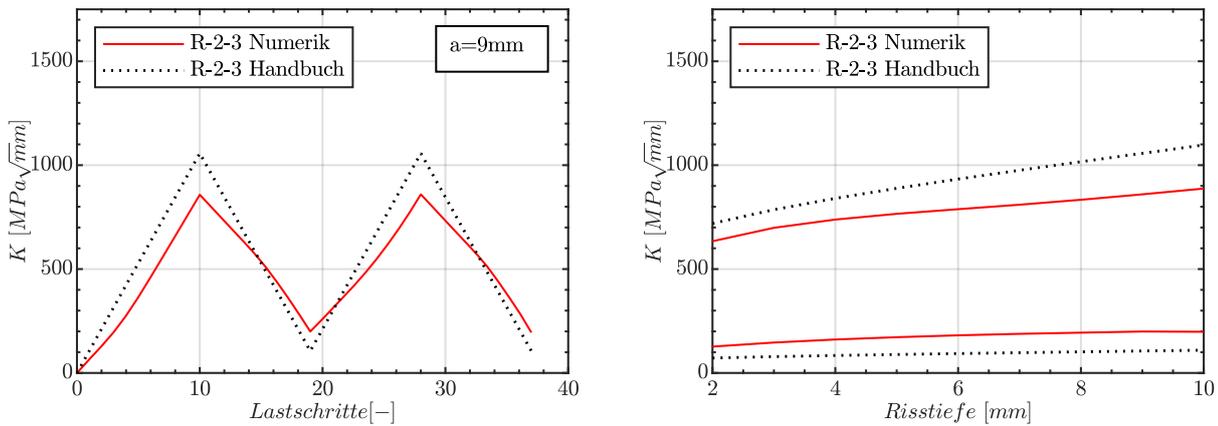


Abbildung F.10.: Versuch R-2-3 Rissfläche / digitalisierte Rissfront / äquivalente Rissfront

Tabelle F.4.: Versuch R-2-3 Ergebnisse für das Risswachstum Versuch und Simulationsrechnung

Lastblock	Lastwechsel	Versuch			Rechnung mit Nietklemmung		Rechnung ohne Nietklemmung	
		$a_{start}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$
1	10000	16,713	16,874	1,62E-05	17,457	7,44E-05	18,061	1,35E-04
2	10000	16,874	17,080	2,06E-05	17,625	7,50E-05	18,248	1,37E-04
3	10000	17,080	17,326	2,46E-05	17,838	7,58E-05	18,487	1,41E-04
4	10000	17,326	17,593	2,67E-05	18,093	7,67E-05	18,773	1,45E-04
5	10000	17,593	17,809	2,16E-05	18,369	7,76E-05	19,083	1,49E-04
6	10000	17,809	18,104	2,95E-05	18,593	7,83E-05	19,334	1,52E-04



(a) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung für Belastungs- und Endlastungsvorgang (b) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung in Abhängigkeit der Risstiefe

Abbildung F.11.: Versuch R-2-3 Ergebnisse der numerischen Simulation

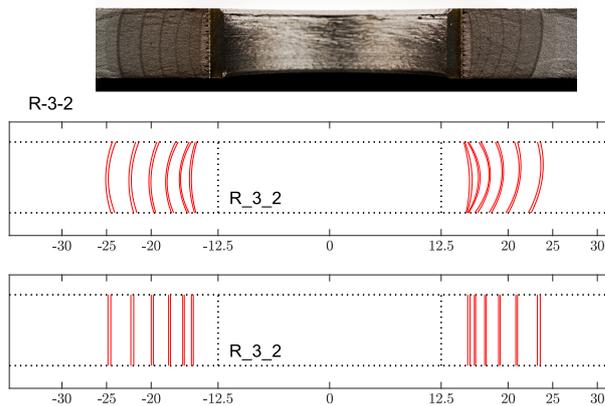
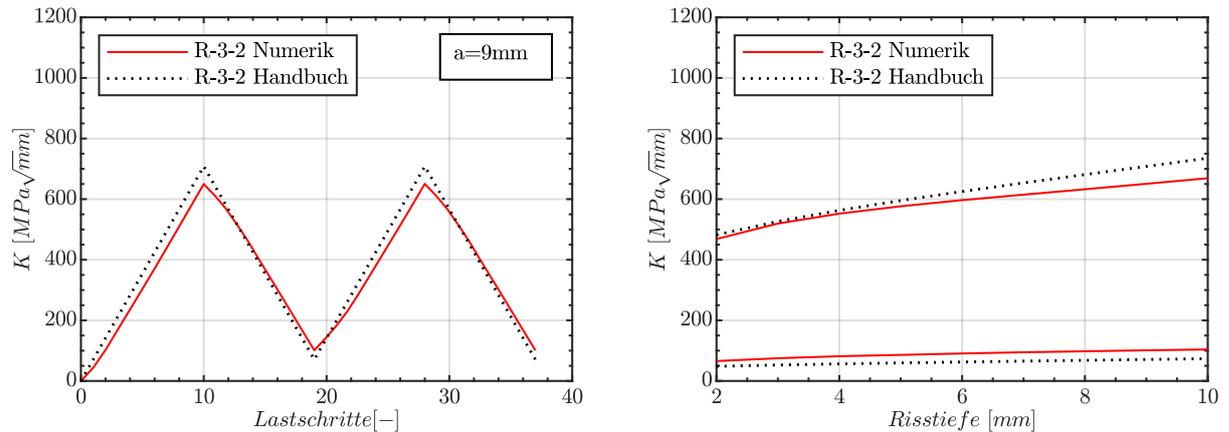


Abbildung F.12.: Versuch R-3-2 Rissfläche / digitalisierte Rissfront / äquivalente Rissfront

Tabelle F.5.: Versuch R-3-2 Ergebnisse für das Risswachstum Versuch und Simulationsrechnung

Last-block	Last-wechsel	Versuch			Rechnung mit Nietklemmung		Rechnung ohne Nietklemmung	
		$a_{start}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$
1	120000	15,606	16,252	5,38E-06	21,790	5,15E-05	23,905	6,92E-05
2	120000	16,413	17,608	9,96E-06	23,037	5,52E-05	25,709	7,75E-05
3	120000	17,802	19,349	1,29E-05	25,187	6,15E-05	28,968	9,31E-05
4	120000	19,555	21,408	1,54E-05	28,171	7,18E-05	33,701	1,18E-04
5	120000	21,665	23,904	1,87E-05	33,157	9,58E-05	42,589	1,74E-04



(a) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung für Belastungs- und Endlastungsvorgang  
 (b) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung in Abhängigkeit der Risstiefe

Abbildung F.13.: Versuch R-3-2 Ergebnisse der numerischen Simulation

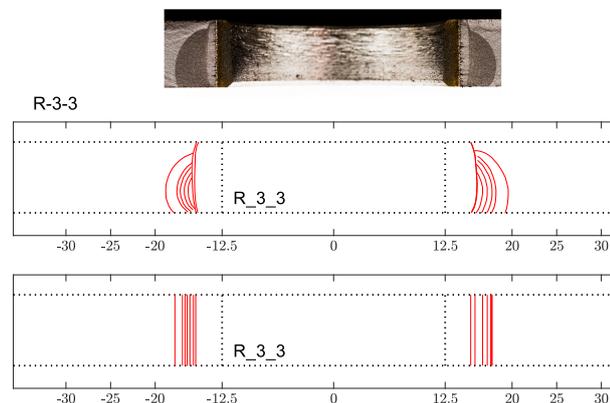
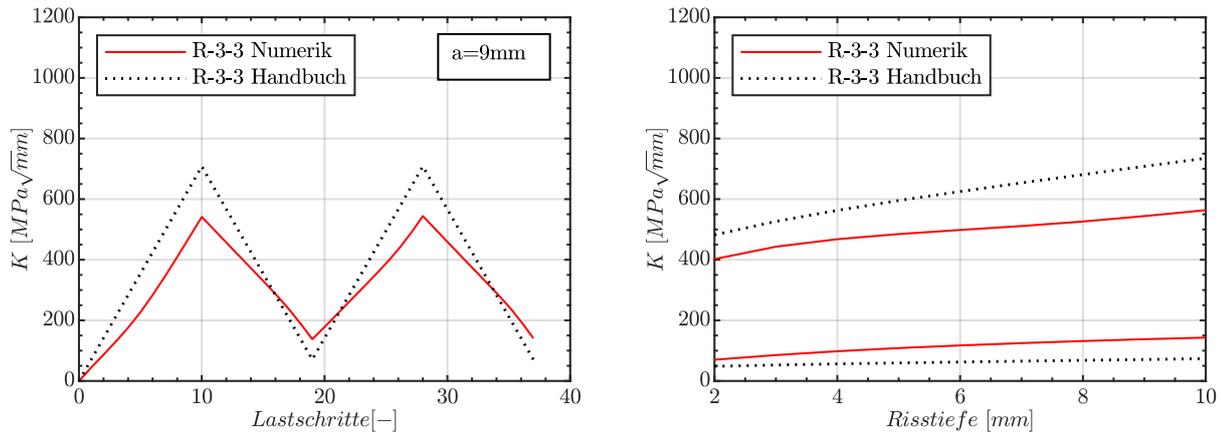


Abbildung F.14.: Versuch R-3-3 Rissfläche / digitalisierte Rissfront / äquivalente Rissfront

Tabelle F.6.: Versuch R-3-3 Ergebnisse für das Risswachstum Versuch und Simulationsrechnung

Lastblock	Lastwechsel	Versuch			Rechnung mit Nietklemmung		Rechnung ohne Nietklemmung	
		$a_{start}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$	$a_{end}$	$\frac{\Delta a}{\Delta N}$
1	120000	15,538	16,402	7,20E-06	18,811	2,73E-05	23,753	6,85E-05
2	120000	16,402	16,820	3,48E-06	19,784	2,82E-05	25,684	7,74E-05
3	120000	16,820	17,202	3,19E-06	20,249	2,86E-05	26,637	8,18E-05
4	120000	17,202	17,267	5,39E-07	20,677	2,90E-05	27,528	8,61E-05
5	360000	17,267	17,760	1,37E-06	29,751	3,47E-05	40,704	6,51E-05

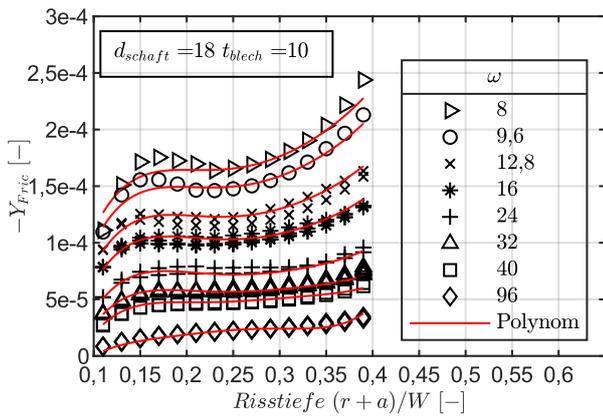


(a) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung für Belastungs- und Endlastungsvorgang für (b) Verlauf der Rissspitzenbeanspruchung in Abhängigkeit der Risstiefe

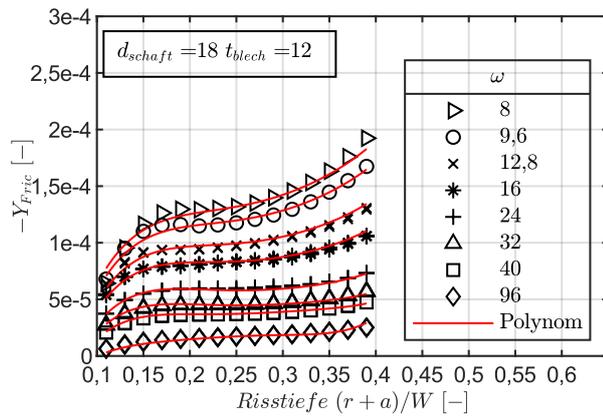
Abbildung F.15.: Versuch R-3-3 Ergebnisse der numerischen Simulation

## **G. Ergebnisse FEM-Parameterstudie**

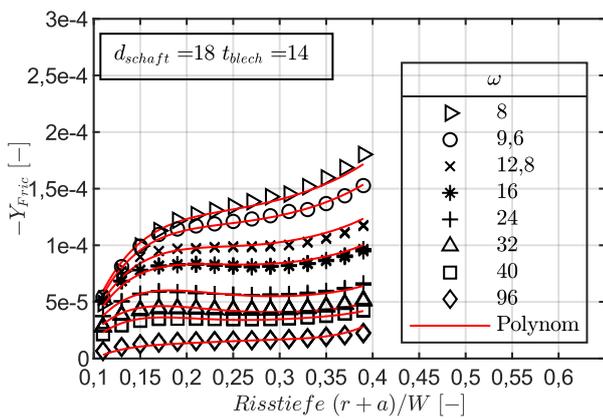
Die Ergebnisse der FEM-Berechnung befinden sich auf den ff. Seiten.



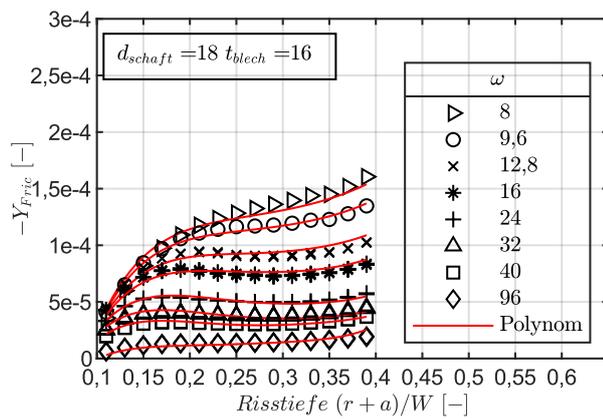
(a) Blechdicke  $t_{blech} = 10$  mm



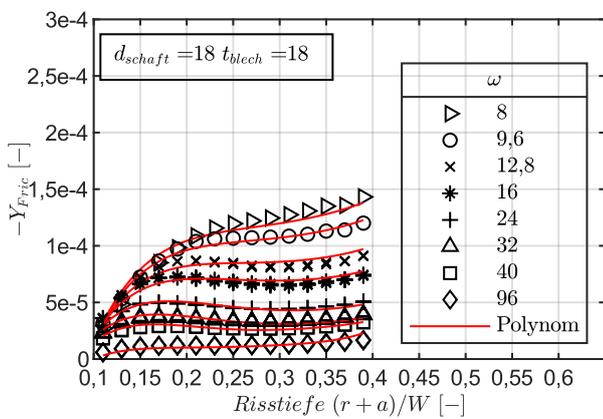
(b) Blechdicke  $t_{blech} = 12$  mm



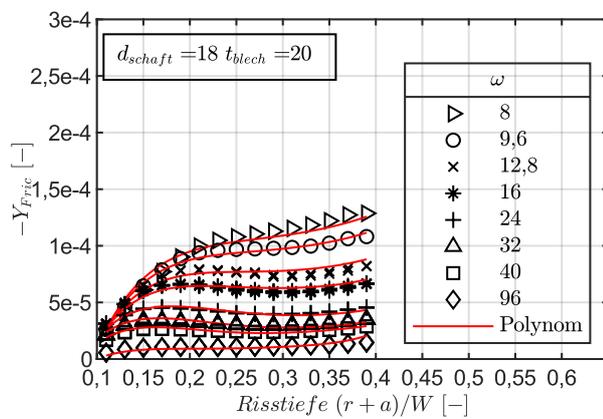
(c) Blechdicke  $t_{blech} = 14$  mm



(d) Blechdicke  $t_{blech} = 16$  mm

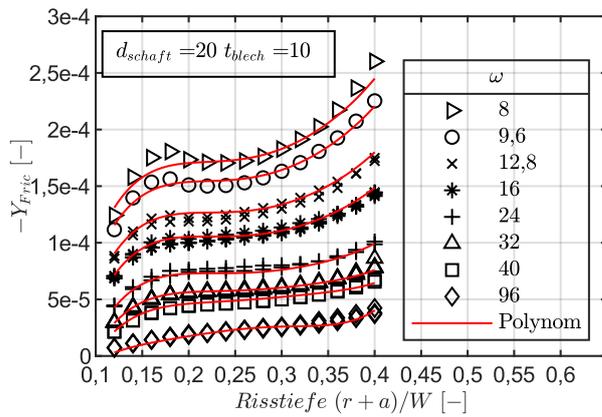


(e) Blechdicke  $t_{blech} = 18$  mm

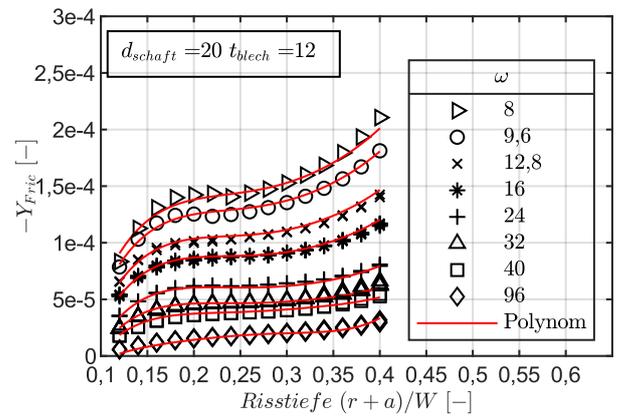


(f) Blechdicke  $t_{blech} = 20$  mm

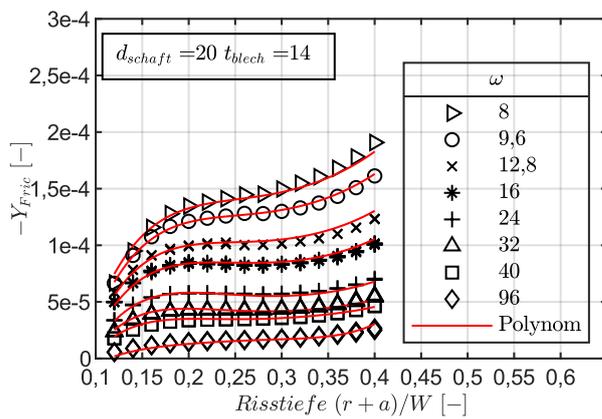
Abbildung G.1.: Ergebnisse für Schaftdurchmesser  $d_{schaft} = 18$  mm



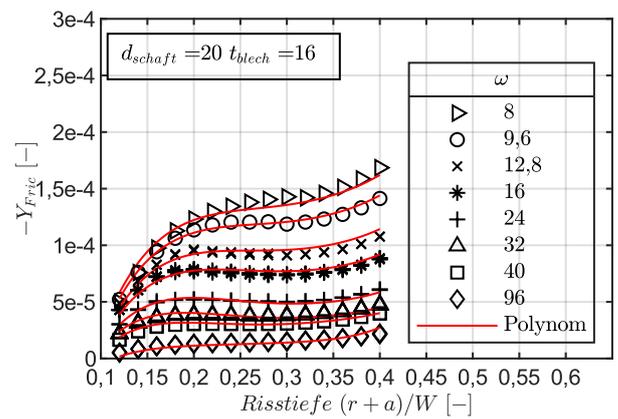
(a) Blechdicke  $t_{blech} = 10$  mm



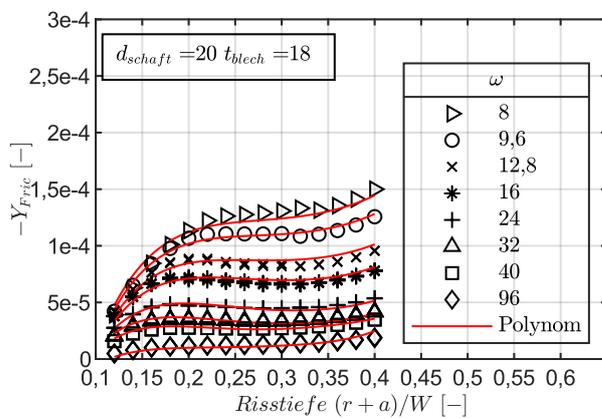
(b) Blechdicke  $t_{blech} = 12$  mm



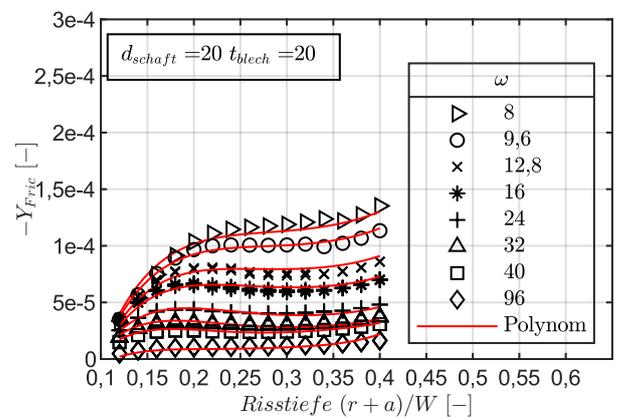
(c) Blechdicke  $t_{blech} = 14$  mm



(d) Blechdicke  $t_{blech} = 16$  mm

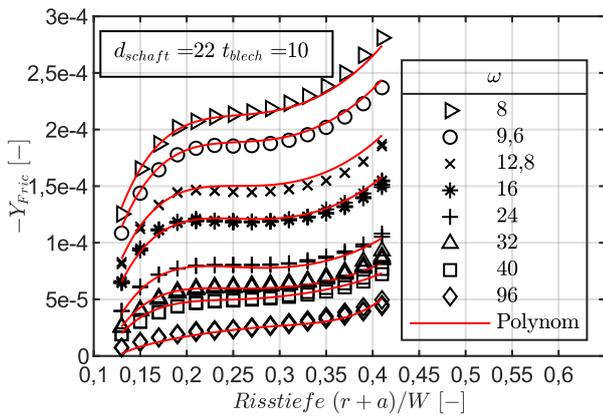


(e) Blechdicke  $t_{blech} = 18$  mm

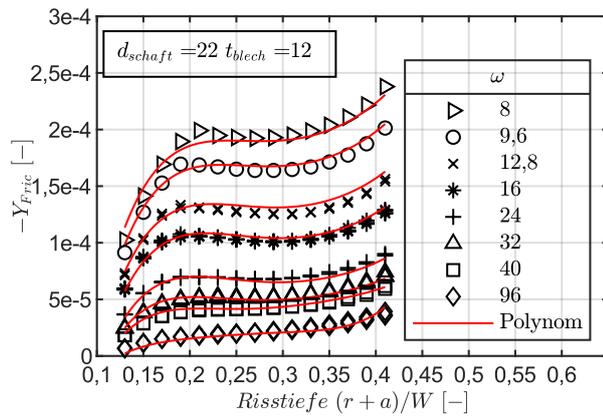


(f) Blechdicke  $t_{blech} = 20$  mm

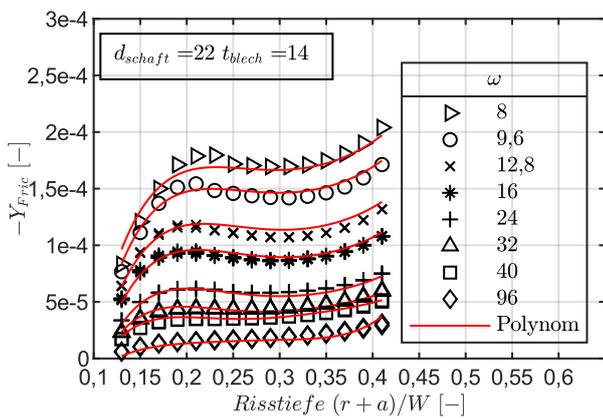
Abbildung G.2.: Ergebnisse für Schaftdurchmesser  $d_{schaft} = 20$  mm



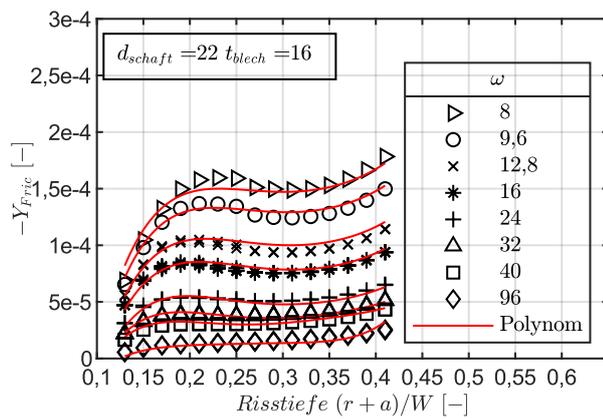
(a) Blechdicke  $t_{blech} = 10$  mm



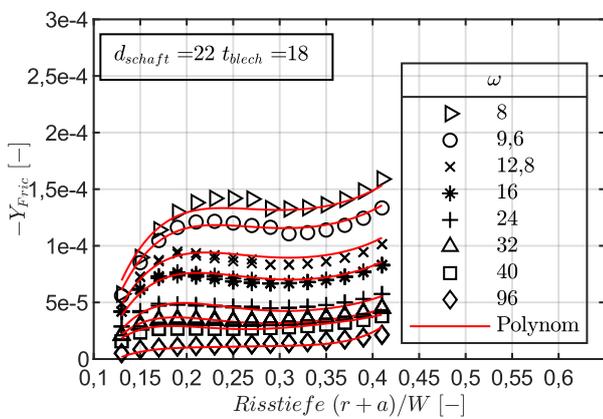
(b) Blechdicke  $t_{blech} = 12$  mm



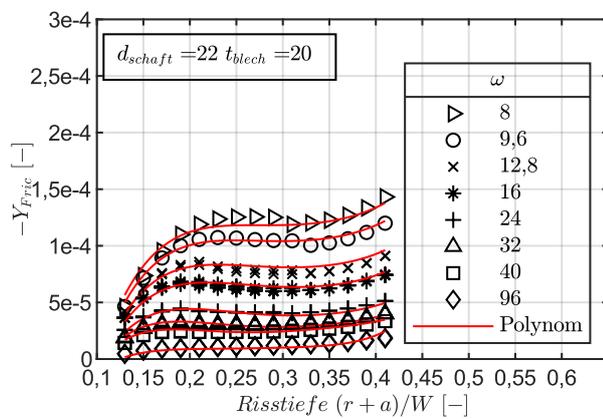
(c) Blechdicke  $t_{blech} = 14$  mm



(d) Blechdicke  $t_{blech} = 16$  mm

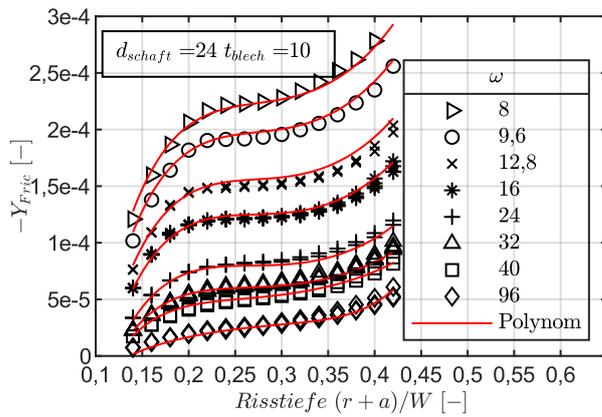


(e) Blechdicke  $t_{blech} = 18$  mm

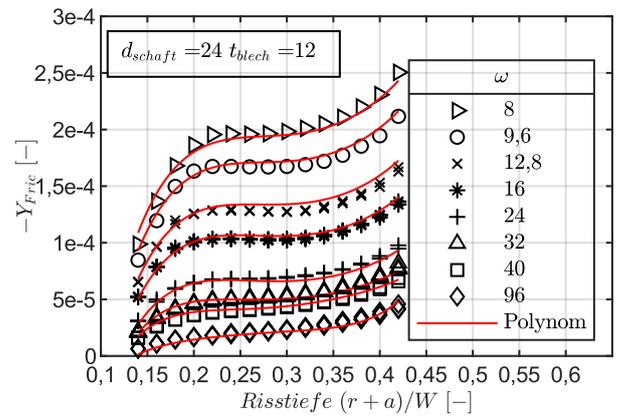


(f) Blechdicke  $t_{blech} = 20$  mm

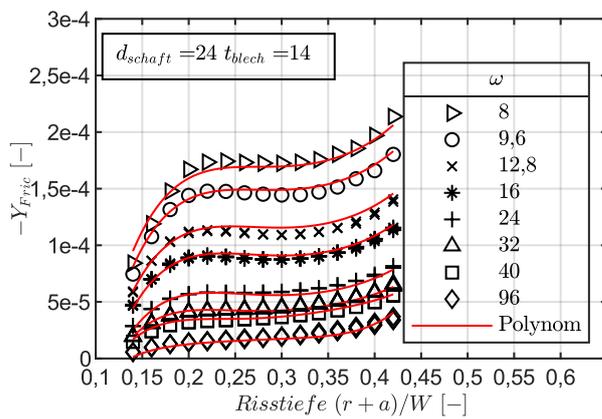
Abbildung G.3.: Ergebnisse für Schaftdurchmesser  $d_{schaft} = 22$  mm



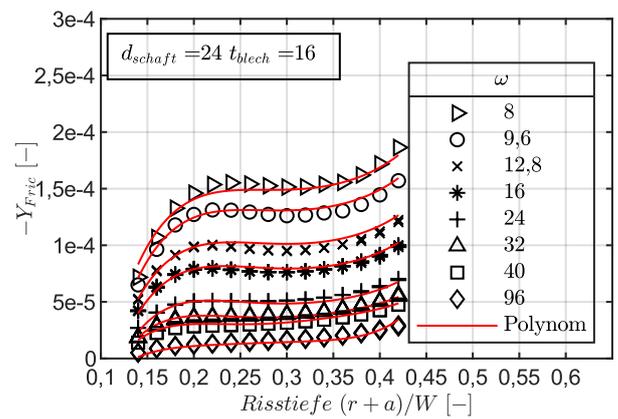
(a) Blechdicke  $t_{blech} = 10$  mm



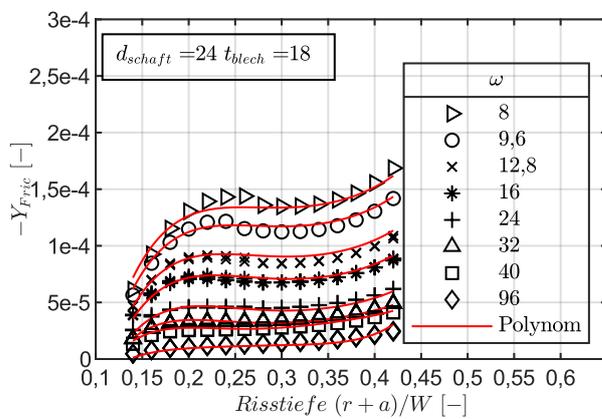
(b) Blechdicke  $t_{blech} = 12$  mm



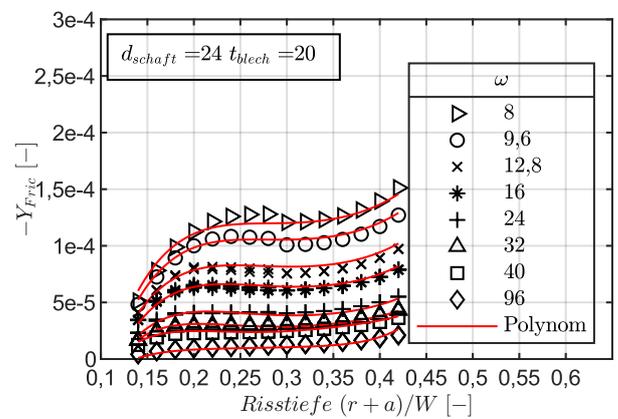
(c) Blechdicke  $t_{blech} = 14$  mm



(d) Blechdicke  $t_{blech} = 16$  mm

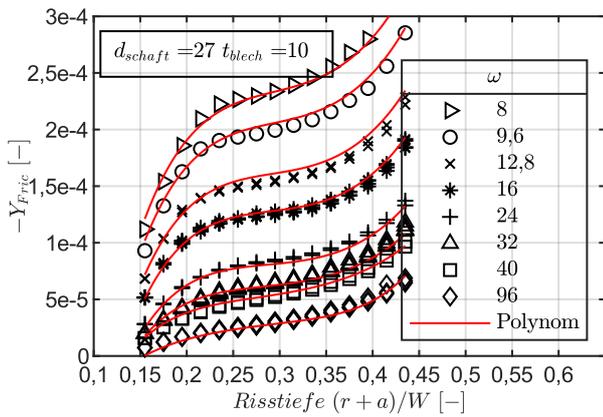


(e) Blechdicke  $t_{blech} = 18$  mm

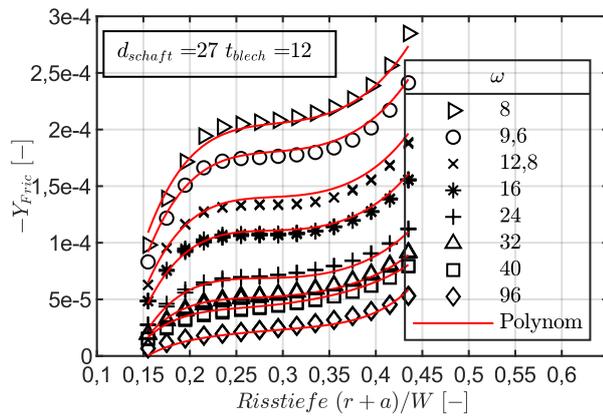


(f) Blechdicke  $t_{blech} = 20$  mm

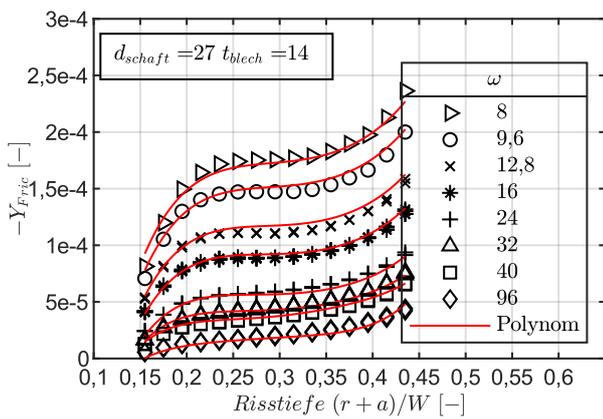
Abbildung G.4.: Ergebnisse für Schaftdurchmesser  $d_{schaft} = 24$  mm



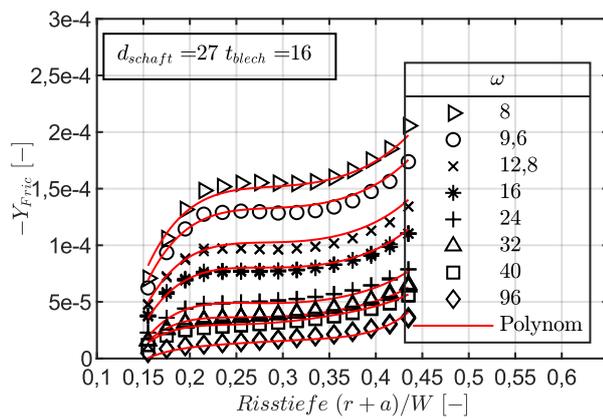
(a) Blechdicke  $t_{blech} = 10$  mm



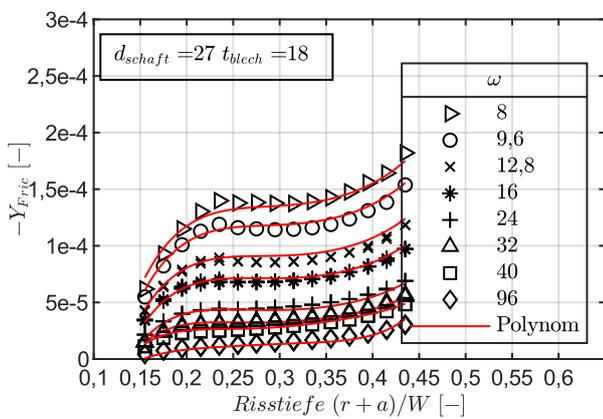
(b) Blechdicke  $t_{blech} = 12$  mm



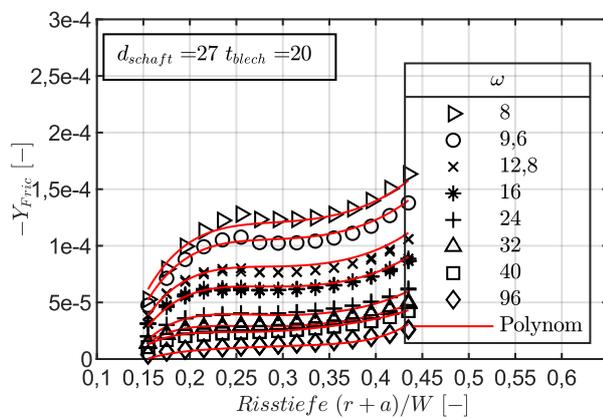
(c) Blechdicke  $t_{blech} = 14$  mm



(d) Blechdicke  $t_{blech} = 16$  mm



(e) Blechdicke  $t_{blech} = 18$  mm



(f) Blechdicke  $t_{blech} = 20$  mm

Abbildung G.5.: Ergebnisse für Schaftdurchmesser  $d_{schaft} = 27$  mm

# H. Parameter für Simulationsrechnung

Tabelle H.1.: Parameterkonstellationen Simulationsrechnung

L [m]	$\eta$ [-]	$a_0$ [mm]	$a_c$ [mm]	Kollektiv	$t_{blech}$ [m/m]	$d_{schaft}$	$r/B$ [-]
4,00	1	1,50	23	EC-Mix	10	18	0,15
4,00	1	1,50	25	EC-Mix	10	18	0,15
4,00	0,95	1,50	26	EC-Mix	10	18	0,15
4,00	0,9	1,50	26	EC-Mix	10	18	0,15
4,00	1	1,50	26	EC-Mix	10	18	0,15
10,00	1	1,50	25	EC-Mix	10	18	0,15
10,00	0,95	1,50	26	EC-Mix	10	18	0,15
10,00	0,9	1,50	26	EC-Mix	10	18	0,15
10,00	1	1,50	26	EC-Mix	10	18	0,15
25,00	1,05	1,50	17	EC-Mix	10	18	0,15
25,00	1	1,50	18	EC-Mix	10	18	0,15
25,00	0,95	1,50	20	EC-Mix	10	18	0,15
25,00	1	1,50	22	EC-Mix	10	18	0,15
25,00	0,85	1,50	24	EC-Mix	10	18	0,15
4,00	1	1,50	25	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	0,95	1,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	1	1,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	0,85	1,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
10,00	1,05	1,50	24	Nahverkehr	10	18	0,15
10,00	1	1,50	25	Nahverkehr	10	18	0,15
10,00	1	1,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
10,00	0,9	1,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
10,00	0,85	1,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
25,00	1	1,50	18	Nahverkehr	10	18	0,15

... wird fortgesetzt

L [m]	$\eta$ [-]	$a_0$ [mm]	$a_c$ [mm]	Kollektiv	$t_{blech}$ [m/m]	$d_{schaft}$	$r/B$ [-]
25,00	0,95	1,50	20	Nahverkehr	10	18	0,15
25,00	0,9	1,50	22	Nahverkehr	10	18	0,15
25,00	0,85	1,50	24	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	1,05	18,50	23	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	1	18,50	25	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	0,95	18,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	0,9	18,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	0,85	18,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	1	18,50	25	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	0,95	18,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	0,9	18,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	0,85	18,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
10,00	1,05	18,50	24	Nahverkehr	10	18	0,15
10,00	1	18,50	25	Nahverkehr	10	18	0,15
10,00	0,95	18,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
10,00	0,9	18,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
10,00	0,85	18,50	26	Nahverkehr	10	18	0,15
25,00	1	18,50	18	Nahverkehr	10	18	0,15
25,00	0,95	18,50	20	Nahverkehr	10	18	0,15
25,00	0,9	18,50	22	Nahverkehr	10	18	0,15
25,00	0,85	18,50	24	Nahverkehr	10	18	0,15
4,00	1	1,50	22	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	0,95	1,50	24	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	0,9	1,50	26	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	0,85	1,50	26	EC-Mix	14	22	0,18
10,00	1,05	1,50	21	EC-Mix	14	22	0,18
10,00	1	1,50	23	EC-Mix	14	22	0,18
10,00	0,95	1,50	24	EC-Mix	14	22	0,18
10,00	0,9	1,50	26	EC-Mix	14	22	0,18
10,00	0,85	1,50	26	EC-Mix	14	22	0,18
25,00	1,05	1,50	14	EC-Mix	14	22	0,18
25,00	1	1,50	16	EC-Mix	14	22	0,18
25,00	0,95	1,50	18	EC-Mix	14	22	0,18

... wird fortgesetzt

ANHANG H. PARAMETER FÜR SIMULATIONSRECHNUNG

L [m]	$\eta$ [-]	$a_0$ [mm]	$a_c$ [mm]	Kollektiv	$t_{blech}$ [m/m]	$d_{schaft}$	$r/B$ [-]
25,00	0,9	1,50	20	EC-Mix	14	22	0,18
25,00	0,85	1,50	22	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	1	1,50	22	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	0,95	1,50	24	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	0,9	1,50	26	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	0,85	1,50	26	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	1	1,50	22	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	0,95	1,50	24	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	0,9	1,50	26	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	0,85	1,50	26	EC-Mix	14	22	0,18
10,00	1	1,50	23	EC-Mix	14	22	0,18
10,00	0,95	1,50	24	EC-Mix	14	22	0,18
10,00	0,9	1,50	26	EC-Mix	14	22	0,18
10,00	0,85	1,50	26	EC-Mix	14	22	0,18
25,00	1	1,50	16	EC-Mix	14	22	0,18
25,00	0,95	1,50	18	EC-Mix	14	22	0,18
25,00	0,9	1,50	20	EC-Mix	14	22	0,18
25,00	0,85	1,50	22	EC-Mix	14	22	0,18
4,00	1,05	1,50	17	EC-Mix	20	27	0,23
4,00	1	1,50	19	EC-Mix	20	27	0,23
4,00	0,95	1,50	21	EC-Mix	20	27	0,23
4,00	0,9	1,50	22	EC-Mix	20	27	0,23
4,00	0,85	1,50	24	EC-Mix	20	27	0,23
10,00	1	1,50	19	EC-Mix	20	27	0,23
10,00	0,95	1,50	21	EC-Mix	20	27	0,23
10,00	0,9	1,50	23	EC-Mix	20	27	0,23
10,00	0,85	1,50	25	EC-Mix	20	27	0,23
25,00	1,05	1,50	11	EC-Mix	20	27	0,23
25,00	1	1,50	13	EC-Mix	20	27	0,23
25,00	0,95	1,50	14	EC-Mix	20	27	0,23
25,00	0,9	1,50	16	EC-Mix	20	27	0,23
25,00	0,85	1,50	18	EC-Mix	20	27	0,23
4,00	1	1,50	19	Schwerverkehr	20	27	0,23

... wird fortgesetzt

ANHANG H. PARAMETER FÜR SIMULATIONSRECHNUNG

---

L [m]	$\eta$ [-]	$a_0$ [mm]	$a_c$ [mm]	Kollektiv	$t_{blech}$ [m/m]	$d_{schaft}$	$r/B$ [-]
4,00	0,95	1,50	21	Schwerverkehr	20	27	0,23
4,00	0,9	1,50	22	Schwerverkehr	20	27	0,23
4,00	0,85	1,50	24	Schwerverkehr	20	27	0,23
4,00	1	1,50	19	Schwerverkehr	20	27	0,23
4,00	0,95	1,50	21	Schwerverkehr	20	27	0,23
4,00	0,9	1,50	22	Schwerverkehr	20	27	0,23
4,00	0,85	1,50	24	Schwerverkehr	20	27	0,23
10,00	1	1,50	19	Schwerverkehr	20	27	0,23
10,00	0,95	1,50	21	Schwerverkehr	20	27	0,23
10,00	0,9	1,50	23	Schwerverkehr	20	27	0,23
10,00	0,85	1,50	25	Schwerverkehr	20	27	0,23
25,00	1,05	1,50	11	Schwerverkehr	20	27	0,23
25,00	1	1,50	13	Schwerverkehr	20	27	0,23
25,00	0,95	1,50	14	Schwerverkehr	20	27	0,23
25,00	0,9	1,50	16	Schwerverkehr	20	27	0,23
25,00	0,85	1,50	18	Schwerverkehr	20	27	0,23
4,00	1	1,50	19	Schwerverkehr	20	27	0,23
4,00	0,95	1,50	21	Schwerverkehr	20	27	0,23
4,00	0,9	1,50	22	Schwerverkehr	20	27	0,23
4,00	0,85	1,50	24	Schwerverkehr	20	27	0,23

# I. Dokumentation Anwendungsbeispiel



Abbildung I.1.: Ansicht Elbebrücke Meißen



(a) Ansicht Querträger



(b) Kreuzung Längsträger - Querträger

Abbildung I.2.: Darstellung des untersuchten Fahrbahndetails

Benennung	Art	Anz. /Jahr	Zugmasse [t]	Verkehrsvolumen /Jahr [t]	Anz./Tag
S-Bahn Dresden S1	Reisezug	22000	285	6.270.000,00	60
DIN EN 1991 Typ 7	Güterzug	365	1035	377.775,00	1
DIN EN 1991 Typ 8	Güterzug	365	1035	377.775,00	1
Summe:				7.025.550,00	

Tabelle I.1.: bauwerksspezifische Verkehrsmischung Elbebrücke Meißen

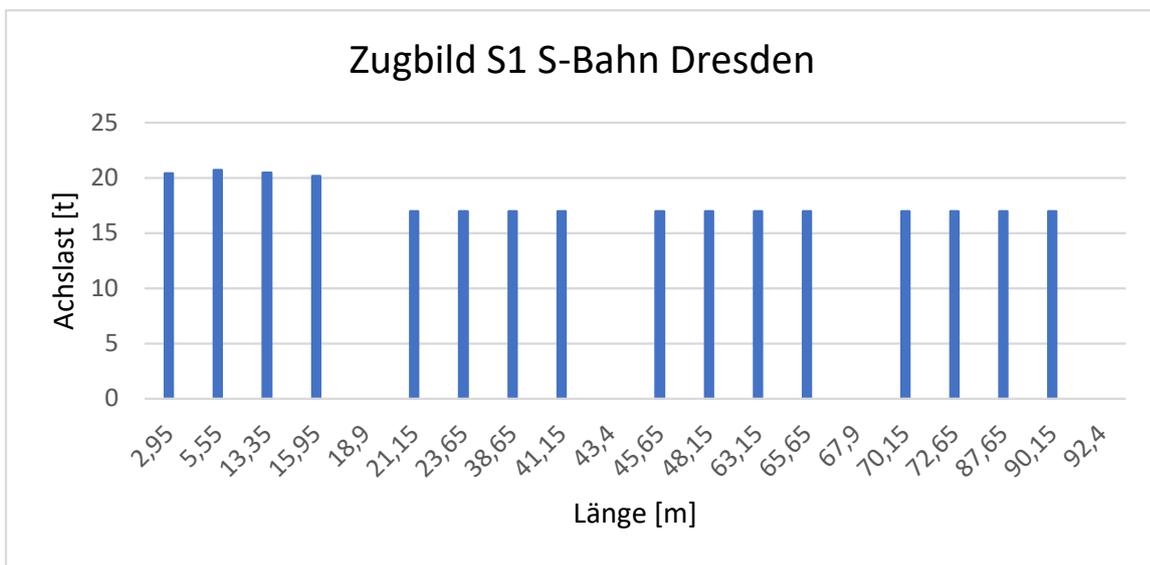


Abbildung I.3.: S-Bahn Dresden (Lok (BR 143) + 3 Doppelstockwagen)

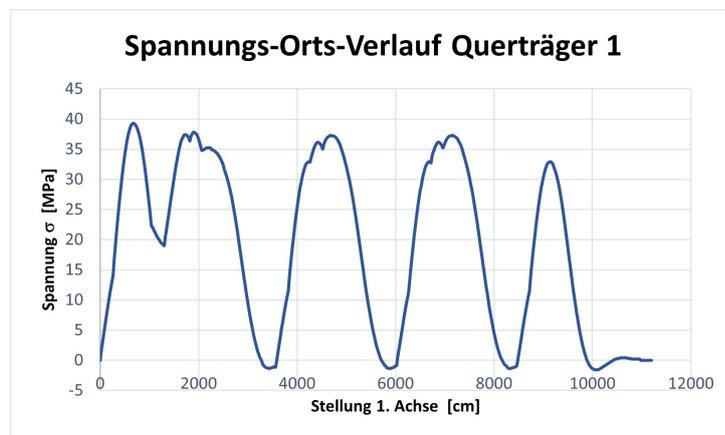


Abbildung I.4.: Simulierter Spannungsverlauf (ohne Schwingbeiwert) für eine Zugüberfahrt des S-Bahn Zuges an der relevanten Nachweisstelle