

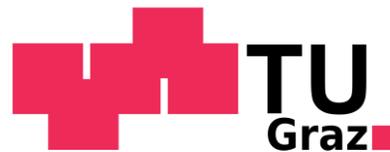


Rail4Future

Projektteil 3.1

Zuverlässige stählerne Eisenbahnbrücken

Abschnitt: Verbesserte Lebensdauerberechnung (Bearbeitungsstand Jänner 2023)



Verfasser:

Unterweger H., Lachinger S., Derler C., Vorwagner A.

COMET Forschungsprojekt Nr. 882504



April 2021 ÷ September 2024

Änderungsverzeichnis

Version	Datum	Bearbeitet von	Beschreibung
v1	27.01.2023	Verfassergruppe	unvollständige Erstversion

Inhaltsverzeichnis

- 1 **ÜBERBLICK DER PROJEKTINHALTEFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- 2 **GLIEDERUNG DES GESAMTBERICHTESFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- 3 **ERMÜDUNGSLASTMODELL FÜR EISENBAHNBRÜCKENFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 3.1 HISTORISCHE VERKEHRSLASTEN BZW. BETRIEBSZÜGE**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 3.2 AKTUELLE VERKEHRSLASTEN BZW. BETRIEBSZÜGE (ZÜGE DER VERGANGENHEIT)**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 3.3 AKTUELLE VERKEHRSLASTEN BZW. BETRIEBSZÜGE FÜR URBANEN U-BAHN VERKEHR**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 3.4 ERARBEITUNG VON ERMÜDUNGSLASTMODELLEN**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 3.5 ERMÜDUNGSLASTMODELL FÜR PROBABILISTISCHE ERMÜDUNGSBEURTEILUNG**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 3.6 LITERATURVERZEICHNIS**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- 4 **DIGITALE BAUWERKSÜBERWACHUNGFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 4.1 ANFORDERUNGEN AN MESSSYSTEME ZUR ERMÜDUNGSBEURTEILUNG**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 4.2 EIGNUNG ÜBLICHER SENSORSYSTEME ZUR ERMÜDUNGSBEURTEILUNG**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 4.3 ERFAHRUNGEN MIT DEN SENSORSYSTEMEN AUS DEN EINZELNEN MESSPROGRAMMEN IM PROJEKT**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 4.4 BEURTEILUNG DER MESSSYSTEME IN HINBLICK LANGZEITMESSUNGEN**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 4.5 EMPFEHLUNG FÜR ZUKÜNFTIGE BAUPRAKTISCHE ANWENDUNG**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - 4.6 LITERATURVERZEICHNIS **FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- 5 **VERBESSERTE RESTLEBENSDAUERBERECHNUNG1**
 - 5.1 ERMÜDUNGSTRAGFÄHIGKEIT UND RESTLEBENSDAUER – ELEMENTARE ZUSAMMENHÄNGE1
 - 5.2 STAND DER TECHNIK UND GRUNDSÄTZLICHE BEURTEILUNG VON MÖGLICHEN VERBESSERUNGEN14
 - 5.2.1 *Allgemein – maßgebende Einflussfaktoren14*
 - 5.2.2 *Erfassung realer Betriebszüge14*
 - 5.2.3 *Erfassung der reduzierten Schädigungswirkung von Kollektivteilen unter der anfänglichen Dauerfestigkeit15*
 - 5.2.4 *Ermüdungsfestigkeit – aktueller Stand der Technik20*
 - 5.2.5 *Grundkonzepte von RLD-Berechnungen36*
 - 5.3 NUMERISCHE ERMITTLUNG DER ERMÜDUNGSBEANSPRUCHUNG UND VERGLEICH MIT BETRIEBSMESSUNGEN39
 - 5.3.1 *Grundsätzliche praktische Vorgehensweise39*
 - 5.3.2 *Erfahrungen aus den Betriebsmessungen an drei Bestandstragwerken39*
 - 5.3.3 *Empfehlungen für die Ingenieurpraxis39*
 - 5.4 ERFAHRUNG AUS DEN SCHWINGVERSUCHEN AN BRÜCKEN UND BRÜCKENBAUTEILEN MIT RISSEN39
 - 5.4.1 *Schwingversuche an der Pinkabrücke39*

5.4.2 Schwingversuche an der Gnasbachbrücke³⁹

- 5.5 GRUNDKONZEPT FÜR EINE VERBESSERTE RESTLEBENSDAUERBERECHNUNG ALLER STÄHLERNEN BESTANDSBRÜCKEN³⁹
- 5.6 WÖHLERLINIENKONZEPT – BESONDERHEITEN BEI DER ANWENDUNG³⁹
- 5.7 BRUCHMECHANIKKONZEPT – BESONDERHEITEN BEI DER ANWENDUNG³⁹
- 5.8 LITERATURVERZEICHNIS³⁹

6 EVALUIERUNG VON EFFIZIENTEN VERSTÄRKUNGSMÖGLICHKEITEN FÜR EIN HÄUFIGES ANSCHLUSSDETAILFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.

- 6.1 UNTERSUCHTES ANSCHLUSSDETAIL UND FESTGESTELLTE DEFIZITFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
- 6.2 DARSTELLUNG DER ERARBEITETEN DREI VERSTÄRKUNGSVARIANTENFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
- 6.3 BEURTEILUNG DER DREI VERSTÄRKUNGSVARIANTEN DURCH BETRIEBSMESSUNGENFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
- 6.4 EMPFEHLUNGEN FÜR DIE BAUPRAXISFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
- 6.5 LITERATURVERZEICHNISFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.

A. ANHANG A – ERMÜDUNGSSCHÄDIGUNG AN STÄHLERNEN EISENBAHNBRÜCKEN – GRUNDSATZSTUDIE ZUR BEURTEILUNG VON EINZELBAUTEILEN, EINZELZÜGEN UND VERKEHRSMISCHUNGEN (TU GRAZ)FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.

- A.1 MOTIVATION FÜR DIESE GRUNDSATZSTUDIEFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
- A.2 UNTERSUCHTE EINZELSYSTEMEFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
- A.3 VORGEHENSWEISE BEI DER SCHÄDIGUNGSBERECHNUNGFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
- A.4 UNTERSUCHTE BETRIEBSZÜGEFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
- A.5 ERLÄUTERUNG DER ERGEBNISBLÄTTER FÜR ALLE EINZELSYSTEME UND EINFLUSSLINIENLÄNGENFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
- A.6 ERGEBNISBLÄTTER FÜR ALLE EINZELSYSTEME UND EINFLUSSLINIENLÄNGENFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
 - A.6.1 *AllgemeinFehler! Textmarke nicht definiert.*
 - A.6.2 *Verkehrsmischung "EC-mix"Fehler! Textmarke nicht definiert.*
 - A.6.3 *Verkehrsmischung "reale Personenzüge"Fehler! Textmarke nicht definiert.*
- A.7 EINZELSYSTEMVERGLEICH – ÄQUIVALENTE EINSTUFENBEANSPRUCHUNG $\Delta\sigma_e$ FÜR VERKEHR "EC-MIX"FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
 - A.7.1 *VorgehensweiseFehler! Textmarke nicht definiert.*
 - A.7.2 *Ergebnisse für Hauptträger-SystemeFehler! Textmarke nicht definiert.*
 - A.7.3 *Ergebnisse für FahrbahnbauteileFehler! Textmarke nicht definiert.*
- A.8 SYSTEME – EINFLUSS DER TATSÄCHLICHEN ERMÜDUNGSFESTIGKEIT $\Delta\sigma_{c,ist}$ AUF DIE ÄQUIVALENTE EINSTUFENBEANSPRUCHUNG $\Delta\sigma_{e,sys}$ FÜR VERKEHR "EC-MIX"FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.
 - A.8.1 *VorgehensweiseFehler! Textmarke nicht definiert.*
 - A.8.2 *Ergebnisse für Hauptträger-SystemeFehler! Textmarke nicht definiert.*
 - A.8.3 *Ergebnisse für FahrbahnbauteileFehler! Textmarke nicht definiert.*

- A.9 EINZELSYSTEMVERGLEICH MIT VARIATION DER ERMÜDUNGSFESTIGKEIT $\Delta\sigma_c$ – ÄQUIVALENTE EINSTUFENBEANSPRUCHUNG $\Delta\sigma_{e,sys}$ FÜR VERKEHR „EC-MIX“**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- A.9.1 *Allgemein***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.9.2 *Ergebnisse für Hauptträger-Systeme***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.9.3 *Ergebnisse für Fahrbahnbauteile***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.10 ANWENDUNGSBEISPIEL BESTANDSTRAGWERK – ZUTREFFENDE ERMÜDUNGSBEANSPRUCHUNG FÜR VERKEHR „EC-MIX“**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- A.11 BEZOGENE ERMÜDUNGSSCHÄDIGUNG $D_{BZ,i}$ VON BETRIEBSZÜGEN – JE EINZELSYSTEM**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- A.11.1 *Allgemein***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.11.2 *Ergebnisse für die Betriebszüge der Verkehrsmischung “EC-mix“***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.11.3 *Ergebnisse für reale Personenzüge (ZLCP Enns)***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.12 BEZOGENE ERMÜDUNGSSCHÄDIGUNG $D_{BZ,i}$ VON BETRIEBSZÜGEN – EINFLUSS DES EINZELSYSTEM**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- A.12.1 *Allgemein***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.12.2 *Ergebnisse für die Betriebszüge der Verkehrsmischung “EC-mix“***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.12.3 *Ergebnisse für reale Personenzüge (ZLCP Enns)***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.13 BEZOGENE ERMÜDUNGSSCHÄDIGUNG $D_{BZ,i}$ VON VERKEHRSMISCHUNGEN – JE EINZELSYSTEM**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- A.13.1 *Allgemein***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.13.2 *Ergebnisdarstellung für Hauptträger-Systeme***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.13.3 *Ergebnisdarstellung für Fahrbahnbauteile***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.14 BEZOGENE ERMÜDUNGSSCHÄDIGUNG $D_{VM,j,m}$ VON VERKEHRSMISCHUNGEN – EINFLUSS DES EINZELSYSTEM**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- A.14.1 *Allgemein***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.14.2 *Ergebnisdarstellung für Hauptträger-Systeme***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- A.14.3 *Ergebnisdarstellung für Fahrbahnbauteile***Feehler! Textmarke nicht definiert.**
- B. ANHANG B – ERGÄNZENDE DETAILINFORMATIONEN ZU ANALYSIERTEN BETRIEBSZÜGEN UND DARAUSS ABGELEITETEN ERMÜDUNGSLASTMODELLEN****FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- B.1 HISTORISCHE VERKEHRSLASTEN BZW. BETRIEBSZÜGE**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- B.2 AKTUELLE VERKEHRSLASTEN BZW. BETRIEBSZÜGE**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- B.3 AKTUELLE VERKEHRSLASTEN BZW. BETRIEBSZÜGE FÜR URBANEN U-BAHN VERKEHR**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- C. ANHANG C – DETAILERGEBNISSE ZUM MESSPROGRAMM AN DER SALZACHBRÜCKE ESCHENAUF****FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- C.1 ANLAGEVERHÄLTNISSE – BAUWERKSKURZBESCHREIBUNG**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- C.2 ÜBERBLICK UND ZIELE ZUM GESAMTEN MESSPROGRAMM**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- C.3 MESSQUERSCHNITTE UND SENSOREN AM TRAGWERK**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- C.4 NUMERISCHES TRAGWERKSMODELL**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- C.5 MESSÜBERFAHRTEN UND KALIBRIERUNG TRAGWERKSMODELL**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- C.6 MESSUNG BETRIEBSZÜGE**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**

- C.7 MESSUNG VON BETRIEBSKOLLEKTIVEN**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- C.8 ERMÜDUNGSBEANSPRUCHUNG IN AUSGEWÄHLTEN MESSQUERSCHNITTEN– EVTL. MIT EUROCODE-VERGLEICH „EC-MIX“**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**

D. ANHANG D – DETAILERGEBNISSE ZUM MESSPROGRAMM AN DER MÜRZBRÜCKE

HAFENDORF/KAPFENBERGFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.

- D.1 ANLAGEVERHÄLTNISSE – BAUWERKSKURZBESCHREIBUNG**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- D.2 ÜBERBLICK UND ZIELE ZUM GESAMTEN MESSPROGRAMM**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- D.3 MESSQUERSCHNITTE UND SENSOREN AM TRAGWERK**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- D.4 NUMERISCHES TRAGWERKSMODELL**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- D.5 MESSÜBERFAHRTEN UND KALIBRIERUNG TRAGWERKSMODELL**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- D.6 MESSUNG BETRIEBSZÜGE**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- D.7 MESSUNG VON BETRIEBSKOLLEKTIVEN**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- D.8 ERMÜDUNGSBEANSPRUCHUNG IN AUSGEWÄHLTEN MESSQUERSCHNITTEN– EVTL. MIT EUROCODE-VERGLEICH „EC-MIX“**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**

E. ANHANG E – DETAILERGEBNISSE ZUM MESSPROGRAMM AN DER WALZENBAUERNBRÜCKE**FEHLER!**

TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.

- E.1 ANLASS ZU DIESEM NEUEN FORSCHUNGSPROJEKT**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- E.2 ANLAGEVERHÄLTNISSE – BAUWERKSKURZBESCHREIBUNG DER WALZENBAUERNBRÜCKE**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- E.3 INHALT UND ABLAUF DIESES FORSCHUNGSPROJEKTES**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- E.4 MESSQUERSCHNITTE UND SENSOREN AM TRAGWERK**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- E.5 NUMERISCHES TRAGWERKSMODELL UND SIMULATION DER EC-VERKEHRSMISCHUNG “EC-MIX“**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- E.6 MESSÜBERFAHRTEN UND KALIBRIERUNG DES TRAGWERKMODELLS**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - E.6.1 Ziel und Durchführung der Lokomotiv-Überfahrten**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
 - E.6.2 Ergebnisübersicht aus den Messüberfahrten der Lokomotiven**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
 - E.6.3 Ergebnisübersicht aus repräsentativen Betriebszugsüberfahrten**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.7 GEMESSENE BEANSPRUCHUNGSKOLLEKTIVE AUS DER HAUPTTRAGWIRKUNG UND VERGLEICH MIT “EC-MIX“**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
 - E.7.1 Messzeitraum**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
 - E.7.2 Gemessene Beanspruchungskollektive aus der Haupttragwirkung**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
 - E.7.3 Beanspruchungskollektive aus Eurocode Regelverkehr “EC-mix“**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
 - E.7.4 Zutreffender Vergleich der Beanspruchungskollektive – Betriebszüge vs. “EC-mix“**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
 - E.7.5 Schadensäquivalente Einstufenkollektive $\Delta\sigma_e$ im Vergleich – Betriebszüge versus Eurocode – Regelverkehr “EC-mix“**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
 - E.7.6 Analyse der Ergebnisse – Treffsicherheit von Restlebensdauerberechnungen auf Basis Eurocode-Regelverkehr “EC-mix“**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.8 DARSTELLUNG DER ERARBEITETEN DREI VERSTÄRKUNGSVARIANTEN FÜR DAS QUERSTEIFENANSCHLUSSDETAIL**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**

- E.8.1 Verstärkungslösungen – Allgemein**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.8.2 Verstärkungsvariante 1 mit Futterblechen – Minimallösung Typ 0**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.8.3 Verstärkungsvariante 2 – Klemmlösung Typ 1**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.8.4 Verstärkungsvariante 3 – Schraublösung Typ 2**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.9 LOKALE BEANSPRUCHUNGEN AM QUERSTEIFENANSCHLUSSDETAIL MIT/OHNE VERSTÄRKUNGEN UNTER BETRIEBSLASTEN**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- E.9.1 Selektive Ergebnisauswahl für repräsentative Betriebszüge**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.9.2 Analyse der Maximal-/Minimalwerte der lokalen Beanspruchungen aller Betriebszüge im Messzeitraum**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.9.3 Detailanalyse der lokalen Beanspruchungen mit/ohne Verstärkungen für Einzelzugüberfahrt**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.10 BEURTEILUNG DER DREI VERSTÄRKUNGEN IN HINBLICK EINER REDUZierten LOKALEN ERMÜDUNGSBEANSPRUCHUNG**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- E.10.1 Vorgehensweise der Beurteilung - Allgemein**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.10.2 Detaillierte Verläufe der lokalen Strukturspannungen aus den repräsentativen Zugüberfahrten**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.10.3 Detaillierte Verläufe der Relativverschiebungen zwischen Passleistenunterseite und Trägergurt**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.10.4 Beanspruchungskollektive der lokalen Strukturspannungen σ_z für die repräsentativen Zugüberfahrten**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.10.5 Zutreffende Ermüdungsfestigkeit für die lokale Beanspruchung am vorliegenden Konstruktionsdetail**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.10.6 Objektive Gesamtbeurteilung der lokalen Ermüdungsbeanspruchung für die drei Verstärkungsvarianten unter Gesamtzugsverkehr**Fehler! Textmarke nicht definiert.**
- E.11 BEURTEILUNG DER DREI VERSTÄRKUNGEN IN HINBLICK EINER REDUZierten LOKALEN ERMÜDUNGSBEANSPRUCHUNG**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**

F. ANHANG F – DETAILERGERBNISSZE ZUM MESSPROGRAMM AN DER PINKABRÜCKEFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.****

- F.1 ANLAGEVERHÄLTNISSE – BAUWERKSKURZBESCHREIBUNG**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- F.2 ÜBERBLICK UND ZIELE ZUM GESAMTEN MESSPROGRAMM**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- F.3 MESSQUERSCHNITTE UND SENSOREN AM TRAGWERK**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- F.4 NUMERISCHES TRAGWERKSMODELL**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- F.5 SCHWINGVERSUCHE IM ÜBERBLICK**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- F.6 ANALYSE DES RISSWACHSTUMS UND DER LAGE DER RISSFRONTEN**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**

G. ANHANG G – DETAILERGERBNISSZE ZUM MESSPROGRAMM AN DER GNASBACHBRÜCKEFEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.****

- G.1 ANLAGEVERHÄLTNISSE – BAUWERKSKURZBESCHREIBUNG**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- G.2 ÜBERBLICK UND ZIELE ZUM GESAMTEN MESSPROGRAMM**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- G.3 MESSQUERSCHNITTE UND SENSOREN AM TRAGWERK**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**
- G.4 NUMERISCHES TRAGWERKSMODELL**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**

G.5 SCHWINGVERSUCHE IM ÜBERBLICK**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**

G.6 ANALYSE DES RISSWACHSTUMS UND DER LAGE DER RISSFRONTEN**FEHLER! TEXTMARKE NICHT DEFINIERT.**

1 Verbesserte Restlebensdauerberechnung

1.1 Ermüdungstragfähigkeit und Restlebensdauer – elementare Zusammenhänge

Zum besseren Verständnis dieses Gesamtberichtes werden in diesem einleitenden *Abschnitt 1.1* einige elementare Grundlagen im Zusammenhang mit dem Ermüdungstragverhalten und der zugehörigen Restlebensdauer (RLD) dargestellt. Dabei steht bewusst auch die aktuelle normenmäßige Umsetzung im Vordergrund.

Dies deshalb, da die Ergebnisse dieses Forschungsprojektes auch derartig aufbereitet bzw. angepasst werden müssen, sodass eine zukünftige baupraktische Umsetzung – im Einklang mit den geltenden Normenwerken und Richtlinien – ermöglicht wird.

Nachfolgend erfolgt bewusst eine textlich sehr knapp gefasste Darstellung.

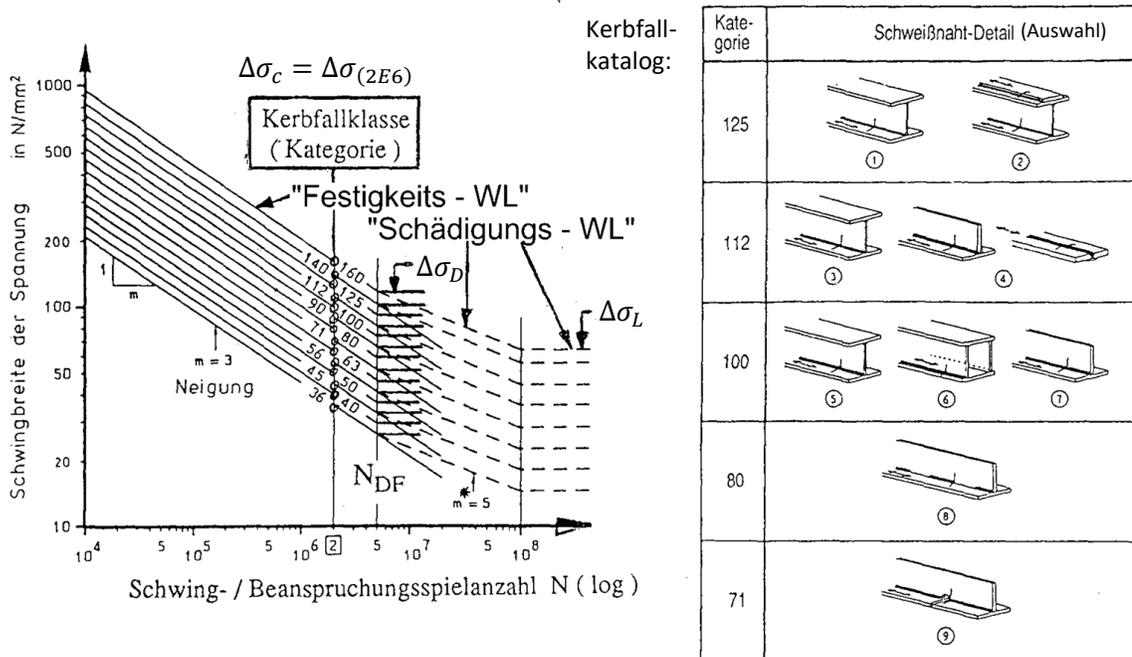
a) Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_R$ - Nennspannungskonzept

Durch die im Bauingenieurbereich übliche Vorgehensweise mit Nennspannungen und damit verbunden dem Nichterfassen der für das Ermüdungstragverhalten maßgebenden lokalen Strukturspannungen, sind umfangreiche Kerbfallkataloge erforderlich, um die wesentlichen Ausführungsdetails der Stahlbaupraxis zu erfassen.

- nach aktuellem Stand der Technik festgelegt in EN 1993-1-9 (, s. *Abb. 1-1*)
 - gültig für „Einstufenbelastung“ bzw. Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$
 - „Festigkeits-Wöhlerlinie“ („Festigkeits-WL“) durch Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ begrenzt
 - „Schädigungs-WL“ nur für Schädigungsberechnung von Kollektiven relevant (Ermittlung $\Delta\sigma_e$), zur Erfassung der teilschädigenden Wirkung von Spannungsspielen unter der anfänglichen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$
- Ergänzende Hinweise
 - für Bestandstragwerke, unabhängig von deren Alter, sollte für eine zutreffende Beurteilung der RLD immer die letztgültige Normenversion EN 1993-1-9 herangezogen werden, da:
 - i) bei einer Neuauflage immer alle weltweit verfügbaren Versuchsdaten, auf Basis des aktuellen Stands der Technik, mit berücksichtigt werden
 - ii) publizierte Ermüdungsfestigkeiten in der Literatur, insbesondere in alten nationalen Normenwerken und Richtlinien, oft unzutreffend hohe Werte aufweisen, wegen der

Auswertung an Kleinproben (Unterschätzung Größeneinfluss und Einfluss von Eigenspannungen) oder zu geringer Testserien (Unterschätzung der Festigkeitsstreuung)

- eine Neuauflage der EN 1993-1-9 [2] liegt aktuell als Schlussentwurf auf, mit folgenden Neuheiten:
 - i) Neuevaluierung aller Kerbfallkataloge, mit punktuellen Änderungen der Ermüdungsfestigkeit für einzelne Konstruktionsdetails
 - ii) Einführung einer abgeminderten Wöhlerlinienneigung $m = 5$ für milde Kerbfälle
 - iii) Aufnahme des Struktur- und Kerbspannungskonzeptes, als mögliche Ergänzung zum Nennspannungskonzept

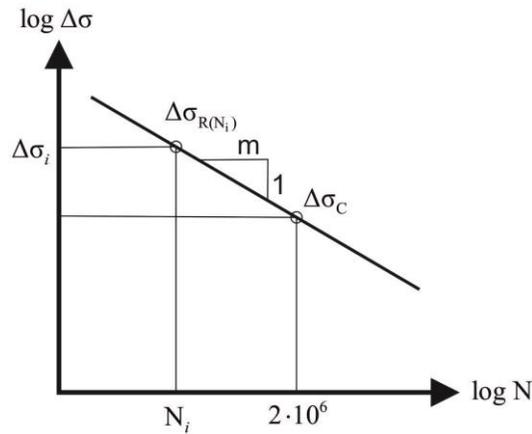


• Wesentliche Zusammenhänge:

$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_C = 0,737 \cdot \Delta\sigma_C$	Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ ($N = 5 \cdot 10^6$)
$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\sigma_D = 0,549 \cdot \Delta\sigma_D = 0,405 \cdot \Delta\sigma_C$	Schwellenwert $\Delta\sigma_L$ der Ermüdungsfestigkeit (für $N = 1 \cdot 10^8$)

Abb. 1-1: Ermüdungsfestigkeit nach EN 1993-1-9

- Umrechnung von Ermüdungsfestigkeiten $\Delta\sigma_{R(N_i)}$ bzw. Ermittlung von $N_{(\Delta\sigma_i)}$

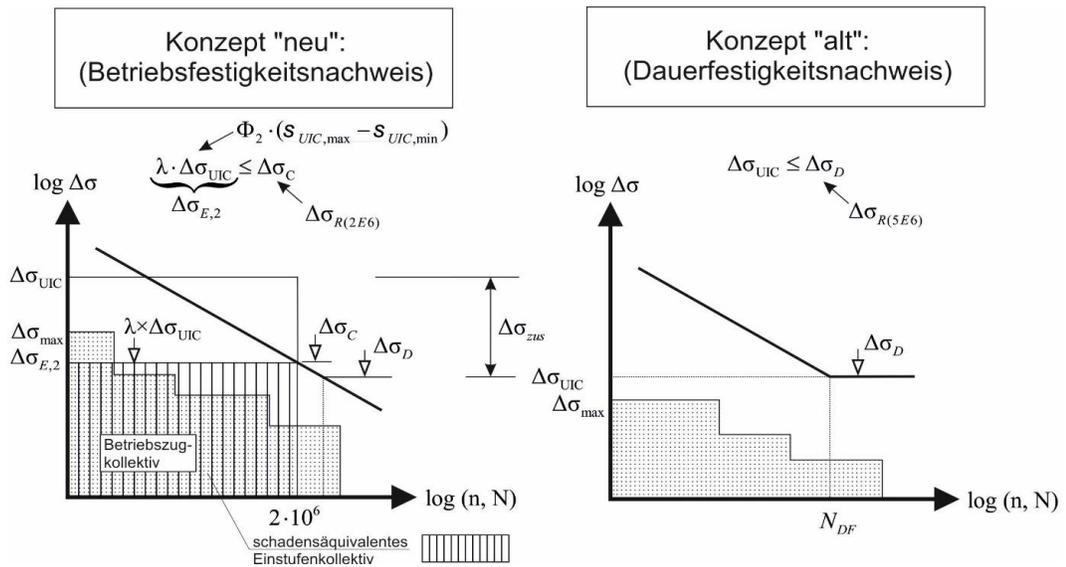


$$\Delta\sigma_{R(N_i)}^m \cdot N_i = \Delta\sigma_c^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad \text{Gl. (5-1)}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_{R(N_i)} = \Delta\sigma_c \cdot \sqrt[m]{\frac{2 \cdot 10^6}{N_i}} \quad \text{Gl. (5-2)}$$

$$\rightarrow N_i = N_{\Delta\sigma_i} = \frac{(\Delta\sigma_c^m \cdot 2 \cdot 10^6)}{\Delta\sigma_i^m} \quad \text{Gl. (5-3)}$$

b) Grundkonzept des Ermüdungsnachweises bei Eisenbahnbrücken nach EN 1993-2



- Anm.: - Darstellung ohne Teilsicherheitsfaktoren γ_i
- Konzept "alt" bezieht sich auf alte nationale Normen vor dem Eurocode

Abb. 1-2: Ermüdungsnachweiskonzept in der zurückliegenden Vergangenheit (etwa um 1960) und heute (Anm.: nachfolgend Bezeichnung $\Delta\sigma_e$ anstatt $\Delta\sigma_{E,2}$)

Wie in *Abb. 1-2* erkennbar, sah das alte Konzept eine dauerfeste Auslegung vor, d.h. alle Beanspruchungsspiele mussten unter der Dauerfestigkeit liegen. Das aktuelle Konzept erlaubt eine deutlich wirtschaftlichere Auslegung, durch Miterfassung der Gesamtkollektive aus den Betriebszügen (Erhöhung des ertragbaren Spannungsspiels $\Delta\sigma_{UIC}$ aus dem „Normenzug“ (Lastmodell LM71) um $\Delta\sigma_{zus}$).

Tatsächlich weisen jedoch Bestandsbrücken, die nach dem alten Konzept ausgelegt wurden, wider Erwarten unter Umständen kleinere Tragfähigkeitsreserven hinsichtlich Ermüdung bzw. geringere Restlebensdauern auf, da (vgl. *Abb. 1-3*):

- Überschätzung der Ermüdungsfestigkeiten in den „alten“ Normen (Versuchsdurchführung an unzutreffenden Kleinproben)
- Überschätzung der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$, da diese früher bei $N_{DF} = 2 \cdot 10^6$ angesiedelt war und nicht wie heute bei $N_{DF} = 5 \cdot 10^6$ → $\Delta\sigma_{D,alt} / \Delta\sigma_D = (5 / 2)^{1/3} = 1,36$

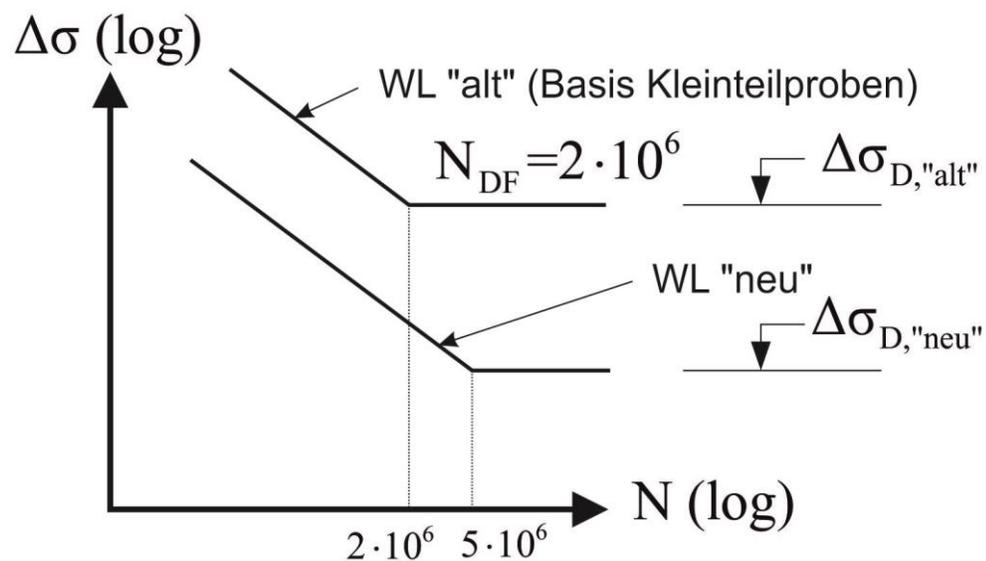


Abb. 1-3: Gründe für mitunter begrenzte Restlebensdauer von Bestandsbrücken (trotz "dauerhafter" Auslegung)

- **Ermittlung von $\Delta\sigma_{UIC}$ bzw. $\Delta\sigma_e$ aus dem „Normenzug“**

Abb. 1-4 zeigt schematisch die praktische Vorgehensweise zur Ermittlung der äquivalenten Einstufenbelastung $\Delta\sigma_e$ (bezeichnet mit $\Delta\sigma_{m,ref}$). Dabei wird das Verkehrslastmodell LM71 ungünstigst aufgestellt, um das maximale Spannungsspiel im untersuchten Bauteilquerschnitt in m zu erhalten und dieses wird anschließend mit dem zutreffenden Schädigungsfaktor λ aus EN 1993-2 multipliziert.

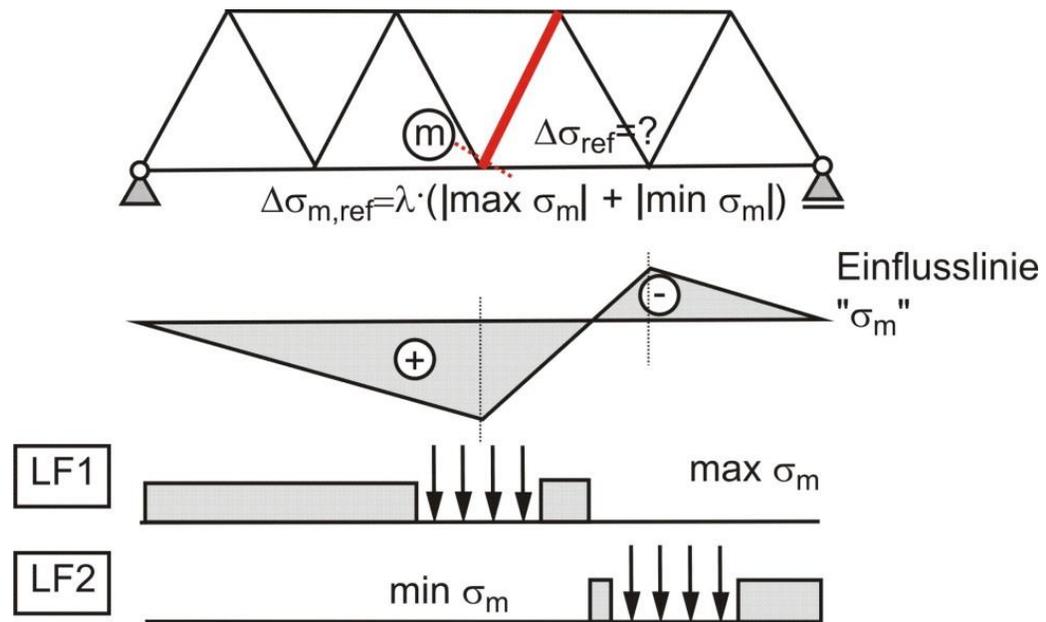


Abb. 1-4: Ermittlung von $\Delta\sigma_e$ für die Diagonale einer Fachwerkbrücke

c) Hintergrund zur Ermittlung von $\Delta\sigma_{E2}$ ($\Delta\sigma_e$) und zugehöriger λ -Faktoren

Abb. 1-5 fasst die Vorgehensweise zur Ermittlung der äquivalenten Einstufenbelastung $\Delta\sigma_e$ sowie der Ermittlung des zugehörigen Schädigungsfaktors λ kompakt zusammen (Details sowie Treffsicherheit des λ -Faktoren Konzeptes s. Anhang A).

Aus der Simulation der Betriebszugsüberfahrten werden Spannungs-Zeit Verläufe für den betrachteten Querschnitt m in Feldmitte eines Einfeldbalkens erhalten. Aus der Auszählung der Spannungsspiele resultieren Spannungskollektive, die dann in ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$ umgerechnet werden. Dieses wird auf eine Bezugslänge von $N = 2 \cdot 10^6$ umgerechnet (Größe $\Delta\sigma_{E2}$), sodass anschließend ein Ermüdungsnachweis mit der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ erfolgen kann, oder aber der zutreffende Schädigungsfaktor λ (Teilfaktor λ_1) ermittelt werden kann.

- Einfluss der Stützweite L auf λ (Abnahme von λ bei Zunahme von L)
 - Hintergrund: Anzahl der Spannungsspiele aus der Zugsüberfahrt ist deutlich von der Stützweite abhängig
(Abnahme der Anzahl von Spannungsspielen bei Zunahme von L)
 - Beispiel: Spannungskollektive für UIC - Verkehrsmischung (EC-mix; aus [EN 1991-2])

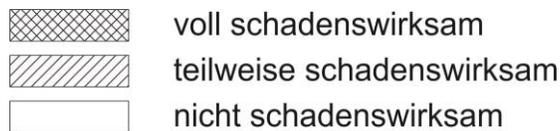
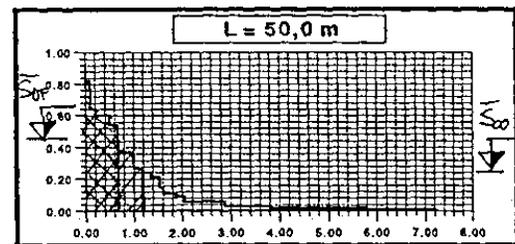
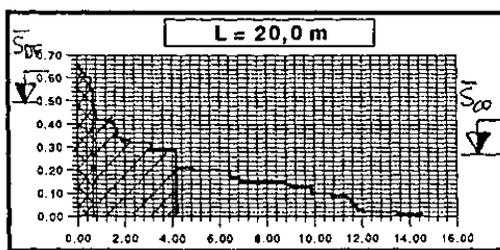
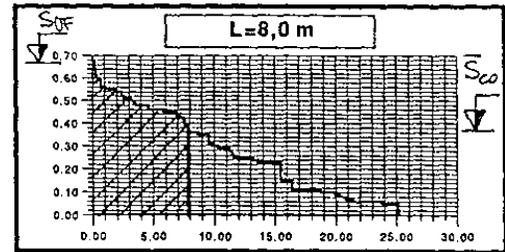
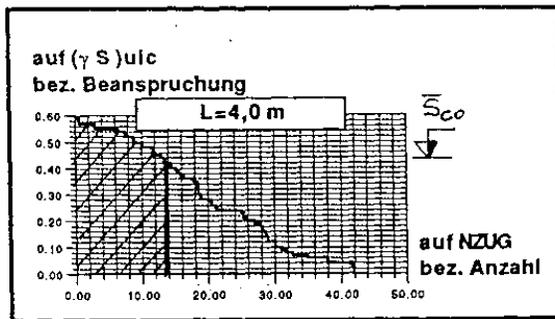
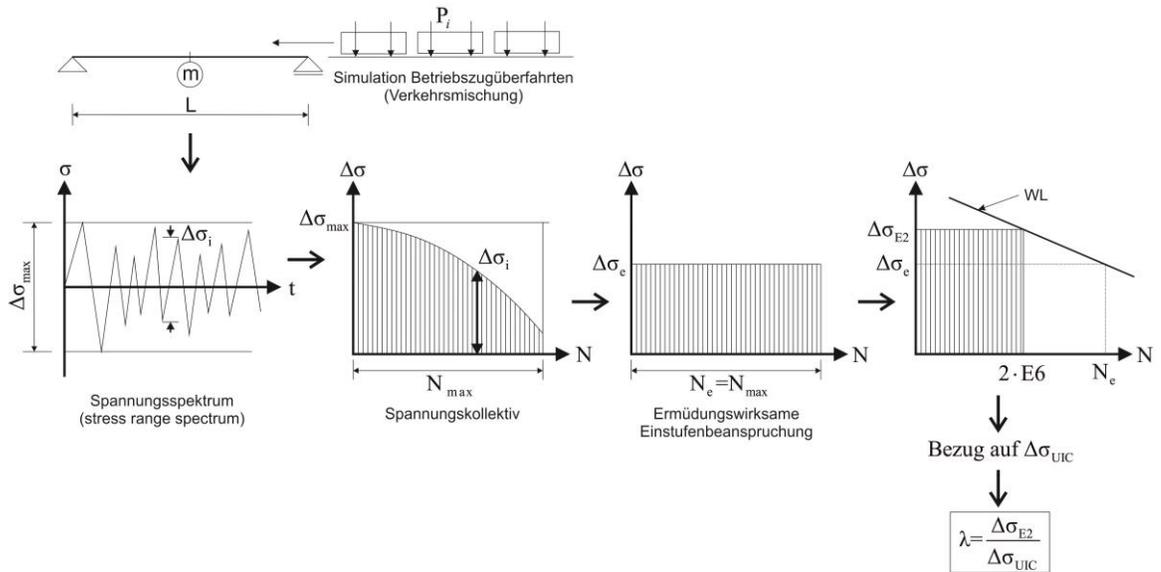
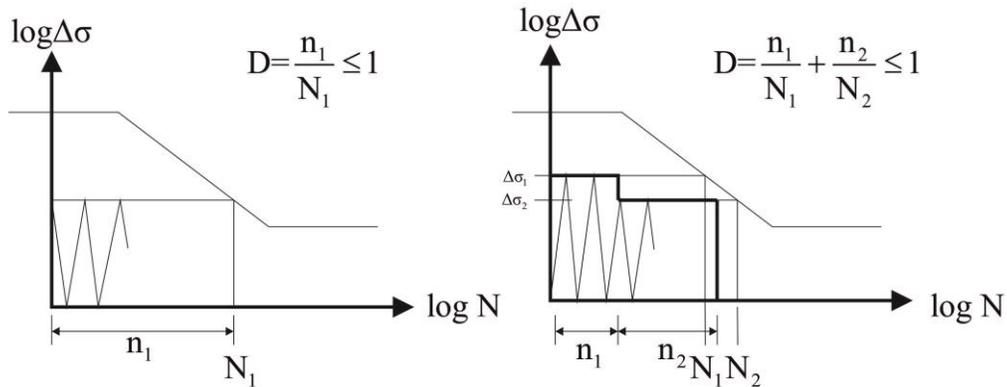


Abb. 1-5: Hintergrund zur Ermittlung der Betriebsfaktoren λ

d) Schädigungsberechnung und Ermittlung von Einstufenkollektiven – Vorgehensweise nach Eurocode

- Basis: Schädigungshypothese nach Palmgren/Miner (lineare Hypothese - unabhängig vorgeschlagen 1924 bzw. 1945)
- Formulierung der Schädigung $D \leq 1,0$

• **Grundkonzept:**



n_iauftretende Anzahl an Spannungsspielen } bei $\Delta\sigma_i$
 N_iertragbare Anzahl an Spannungsspielen }

• **Allgemein:**

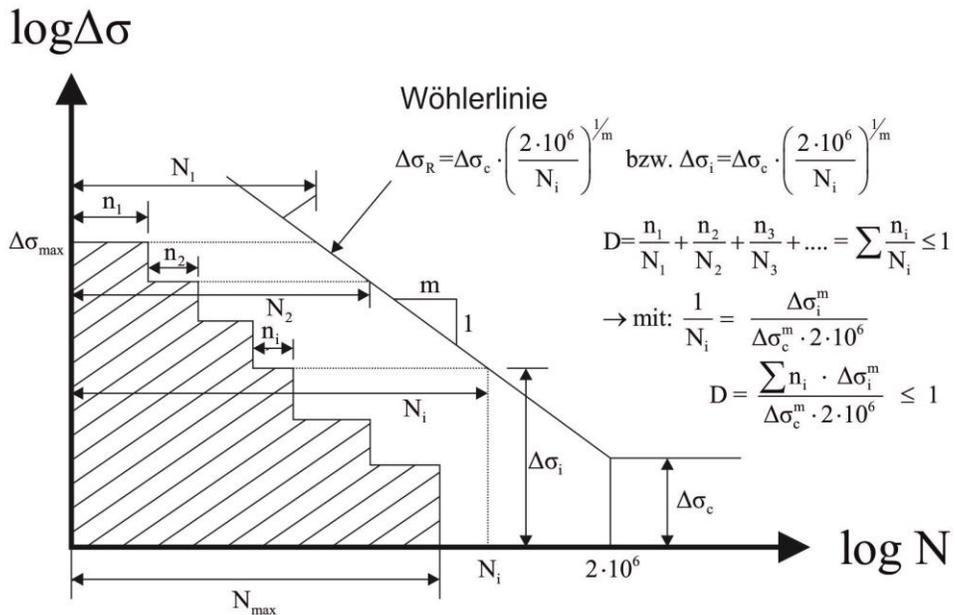


Abb. 1-6: Schädigungsberechnung Kollektiven

- Erfassung von Kollektivteilen unter der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$:
 - Erfassung der teilschädigenden Wirkung durch "Schadens - WL"

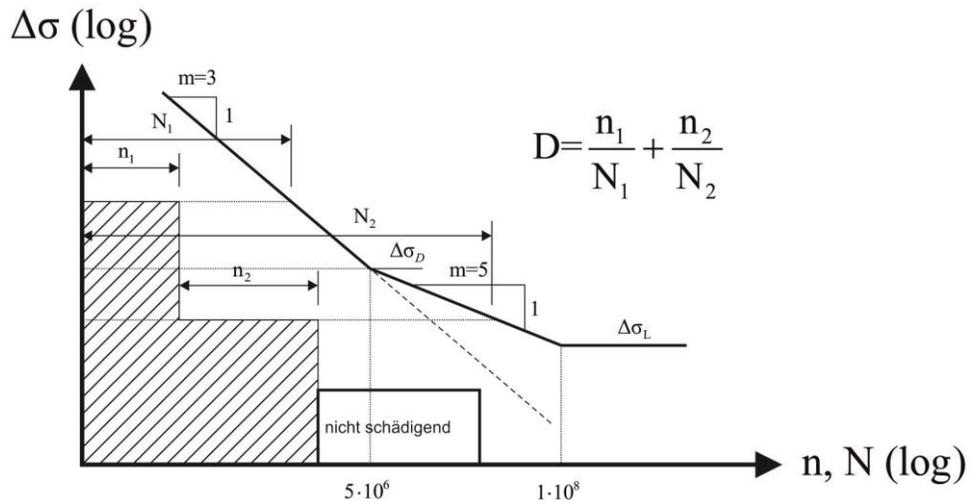
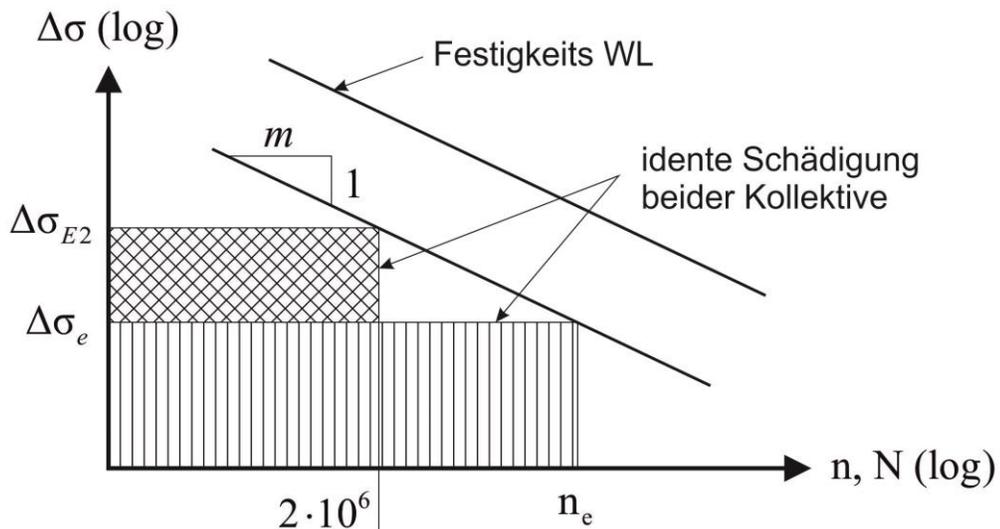


Abb. 1-7: Schadensberechnung mit Erfassung der teilschädigenden Wirkung

- Einfaches Umrechnen von Einstufenkollektiven:

- Anwendung z.B. wenn Kollektivlänge $n_e \neq 2 \cdot 10^6$ und Nachweis mit $\Delta\sigma_c = \Delta\sigma_R$ bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel erwünscht

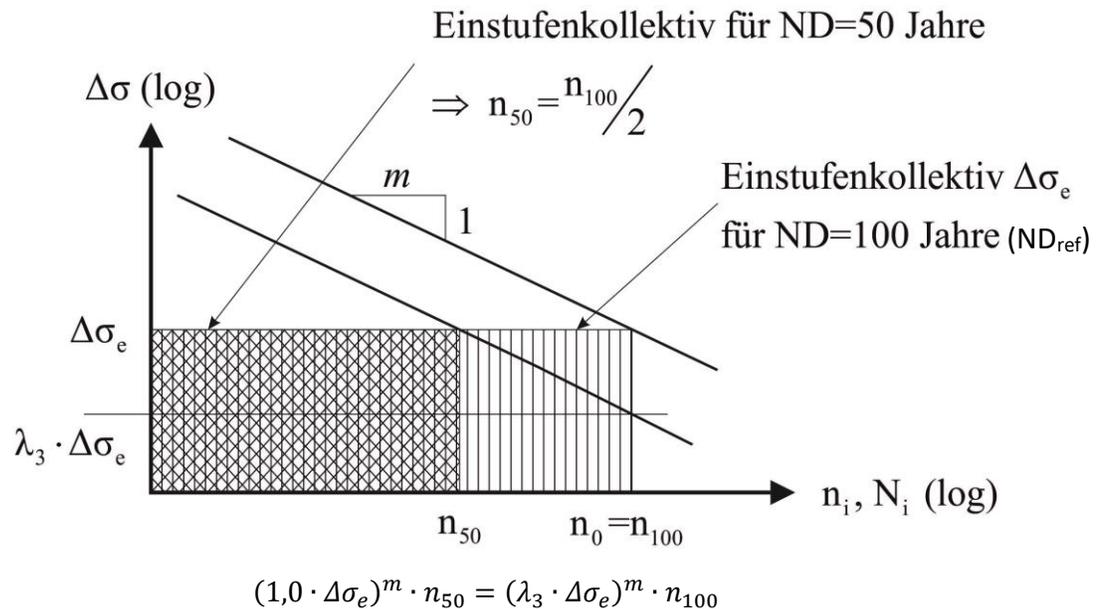


- aus Gl. (5-1) - Gleichung für Festigkeits- WL

$$\Delta\sigma_{E2}^m \cdot 2 \cdot 10^6 = \Delta\sigma_e^m \cdot n_e \rightarrow \Delta\sigma_{E2} = \sqrt[m]{\frac{n_e}{2 \cdot 10^6}} \cdot \Delta\sigma_e \quad \text{Gl. (5-5)}$$

Abb. 1-8 Umrechnung von Einstufenkollektiven mit identer Schädigung

- **Anwendungsbeispiel: Ermittlung der Faktoren λ_3 für ND = 50 Jahre**
(EN 1993-2; Abschnitt 9.5.2(5))



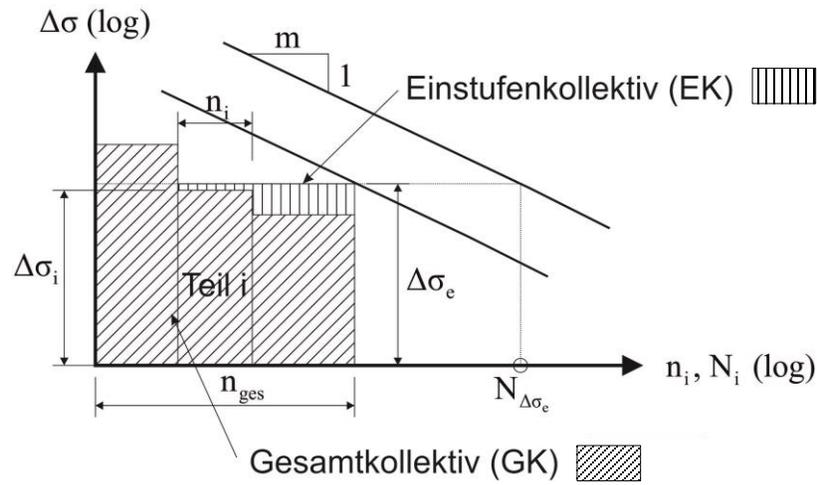
$$\lambda_3 = \sqrt[m]{\frac{50}{ND_{ref}}} = \sqrt[5]{\frac{50}{100}} = 0,871 \quad \text{Gl. (5-6)}$$

- Anm. 1: in EN 1993-2 wird vereinfacht $m=5$ gesetzt, dies entspricht der Neigung der "Schädigungs-WL" unter der Dauerfestigkeit
- Anm. 2: ND = Nutzungsdauer
- Anm. 3: die Vorgehensweise nach Gl. (5-6) für den Faktor λ_3 wird auch sinngemäß angewendet bei Änderung der Streckenbelastung (ausgedrückt als Gesamttonnage je Jahr und Gleis, mit $SB_{ref} = 25 \cdot 10^6$), erfassbar durch den Faktor λ_2

$$\lambda_2 = \sqrt[m]{\frac{SB}{SB_{ref}}} \quad \text{(Gl. 5-7)}$$

• **Ermittlung von Einstufenkollektiven $\Delta\sigma_e$:**

- Gleichsetzen der Schädigungen (Gesamtkollektiv bzw. Einstufenkollektiv)



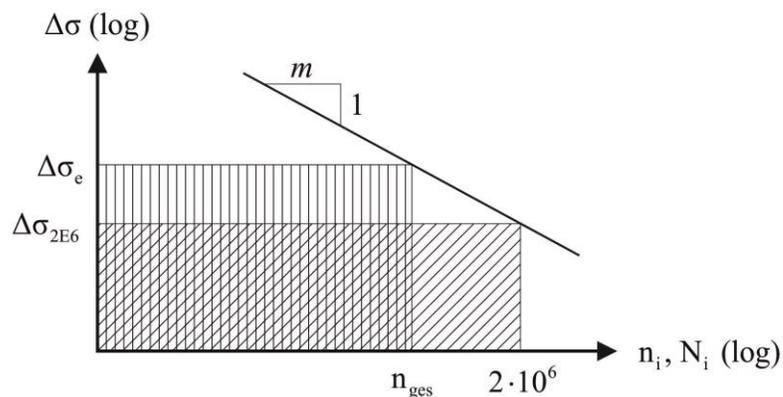
$$n_{ges} = \sum n_i$$

$$D_{GK} = \sum \frac{n_i \cdot \Delta\sigma_i^m}{2 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_c^m}$$

$$D_{EK} = \frac{n_{ges}}{N_{\Delta\sigma_e}} = \frac{n_{ges} \cdot \Delta\sigma_e^m}{2 \cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_c^m}$$

$$D_{GK} = D_{EK} \rightarrow \Delta\sigma_e = \left(\frac{1}{n_{ges}} \cdot \sum n_i \cdot \Delta\sigma_i^m \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{Gl. (5-8)}$$

- zusätzliche Umrechnung auf andere Kollektivlänge (z.B.: $n = 2 \cdot 10^6$)



$$\Delta\sigma_{2E6} = \Delta\sigma_e \cdot \sqrt[m]{\frac{n_{ges}}{2 \cdot 10^6}} \quad \text{Gl. (5-9)}$$

Abb. 1-9: Ermittlung des ermüdungsäquivalenten Einstufenkollektivs $\Delta\sigma_e$ für $N = 2 \cdot 10^6$ Spannungsspiele (Bezeichnung hier mit $\Delta\sigma_{2E6}$)

e) Zusammenhang zwischen Ermüdungsnachweis und Restlebensdauerberechnung

- gleichwertige Nachweise sowie Zusammenhang Ermüdungsnachweis - Restlebensdauerberechnung

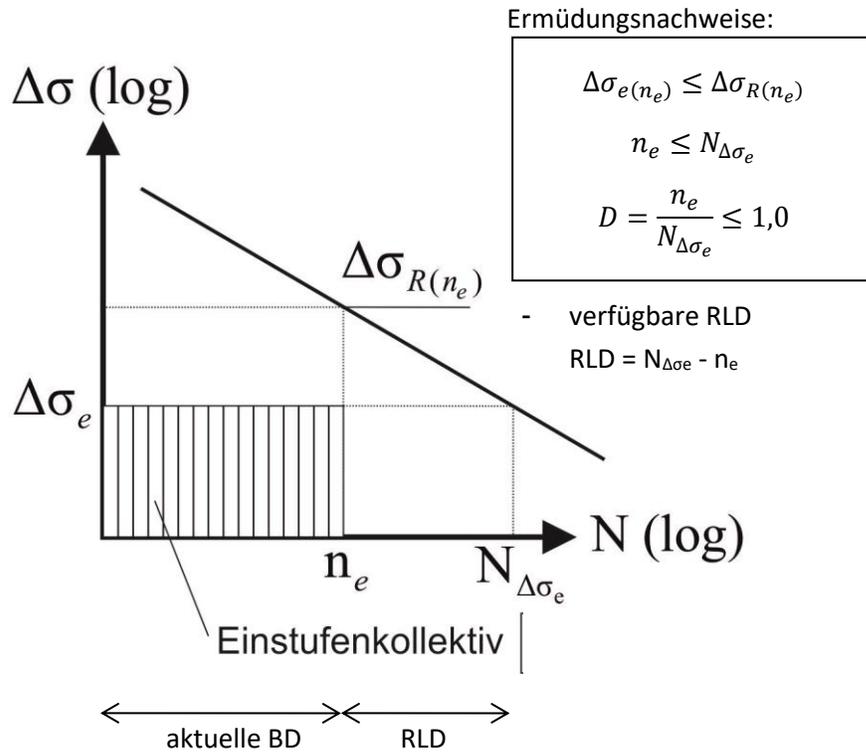


Abb. 1-10: Zusammenhang zwischen Ermüdungsnachweis und Ermittlung der Restlebensdauer (BD = Betriebsdauer, RLD = Restlebensdauer)

f) Restlebensdauerermittlung – Wöhlerlinienkonzept versus Bruchmechanik

Das Wöhlerlinienkonzept ist grundsätzlich nur anwendbar, solange keine Risse festgestellt wurden. Es erfordert immer die Einbeziehung der Vorschädigung (Erfassung aller Beanspruchungsspiele seit Inbetriebnahme des Tragwerkes).

Das Bruchmechanikkonzept kann angewendet werden, wenn:

- i) bereits Risse festgestellt wurden,
- ii) rechnerisch keinerlei RLD nach dem Wöhlerlinienkonzept vorliegt, jedoch noch keine Risse festgestellt sind (Ansatz einer Anfangsrissgröße, die der Erfassungsgrenze bei der Inspektion entspricht). Dabei ist nun von Vorteil, dass keinerlei Information der Vorschädigung erforderlich ist.

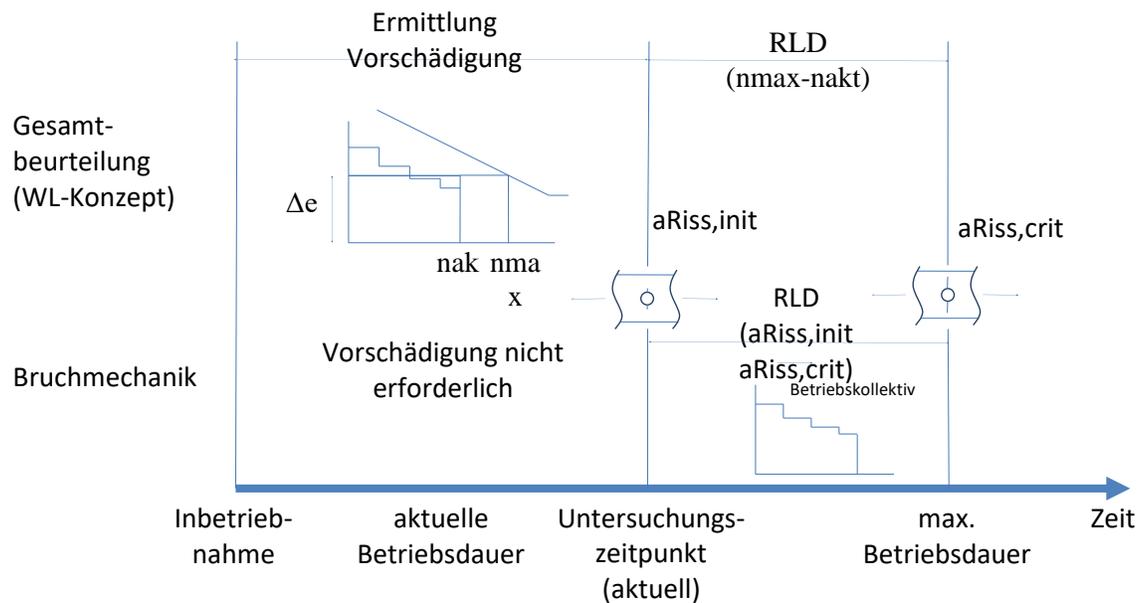


Abb. 1-11: Restlebensdauerermittlung – Unterschiede zwischen Wöhlerlinien- und Bruchmechanikkonzept

• Ergänzende Hinweise

Eine rechnerische Ermittlung der Restlebensdauer auf Basis der Bruchmechanik ist im Bauingenieurwesen noch nicht allgemein eingeführt. Insbesondere eine Anwendung bei Eisenbahnbrücken, mit hohen Sicherheitsanforderungen für den Betrieb, erfordert bei der Anwendung zusätzliche begleitende Maßnahmen, wie in **Abschnitt xx** noch näher erläutert.

1.2 Stand der Technik und grundsätzliche Beurteilung von möglichen Verbesserungen

1.2.1 Allgemein – maßgebende Einflussfaktoren

Abb. 1-11 zeigt schematisch die wesentlichen Einflussgrößen, die die Ermittlung der rechnerischen Restlebensdauer (RLD) maßgebend beeinflussen und auf die nachfolgend eingegangen wird. Der Stand der Technik sowie die möglichen Verbesserungen werden dargestellt. Für letztere erfolgen auch Hinweise zur sinnvollen Umsetzung – so sie im Projekt bearbeitet wurden – durch Verweise auf die entsprechenden Kapitel.

Die nachfolgende Gliederung orientiert sich anhand der Nummerierung der wesentlichen Einflussgrößen in Abb. 1-11:

- Erfassung realer Betriebszüge (Punkt 1)
- zutreffende Ermittlung der ermüdungsäquivalenten Einstufenbeanspruchung $\Delta\sigma_e$, mit Berücksichtigung der reduzierten, teilschädigenden Wirkung von Spannungsspielen unter der anfänglichen Dauerfestigkeit ($\Delta\sigma_i < \Delta\sigma_D$; Punkt 2)
- zutreffende Ermüdungsfestigkeit, in der Regel nach dem Nennspannungskonzept. Alternative Anwendung nach Struktur-, Kerbspannungskonzept oder Bruchmechanik (Punkt 3)
- Gesamtkonzept der RLD-Berechnung, das alle vorgenannten Einflüsse einbezieht und auch das Erfassen von Messerwerten gestatten sollte (Punkt 4)

1.2.2 Erfassung realer Betriebszüge

Bei der Beurteilung der RLD von Bestandsbrücken wird in den nationalen Normenwerken (- Anm.: diesbezüglich sind noch keine Eurocode-Teile verfügbar) in der Regel implizit die Betriebszugsmischung für die Auslegung von Neutragwerken (zumindest für Gegenwart und Zukunft) zugrunde gelegt (EC-mix nach EN 1991-2, vgl. Anhang A). Die Neuauflage der Richtlinie 805 in Deutschland [3] wird diesbezüglich nach [4] günstigere Ergebnisse beinhalten, auf Basis von Messdaten, wobei jedoch nur Schädigungsfaktoren für die praktische Anwendung ausgewiesen sind. Für den Verkehr der Vergangenheit (etwa vor dem Jahr 1990) erfolgten auf nationaler Ebene konservative Abschätzungen zu möglichen Betriebszügen im gesamten Streckennetz. Im Zuge von Forschungsprojekten erfolgten dann Simulationsberechnungen, um die Schädigungswirkung dieser Betriebszüge dann für die Anwendung bereit zu stellen ([5] [3]).

Das in diesem Projekt verfolgte Konzept, direkt die tatsächlichen Betriebszüge im Streckennetz für eine RLD-Berechnung verfügbar zu machen, stellt damit einen gänzlich neuen Ansatz dar und wird in **Abschnitt 1.5 Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** näher ausgeführt. Damit ist eine deutlich höhere Treffsicherheit der RLD-Berechnung zu erwarten.

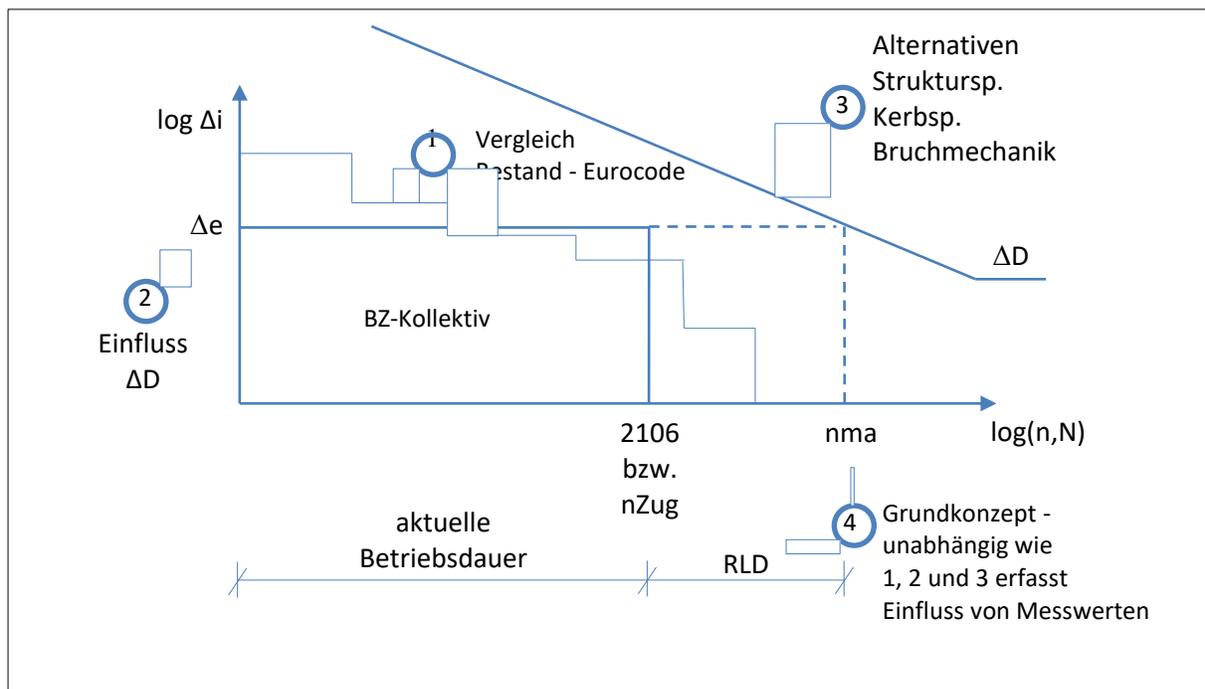


Abb. 1-12: Haupteinflussgrößen auf die Ermittlung der Restlebensdauer (RLD);
BZ = Betriebszug

1.2.3 Erfassung der reduzierten Schädigungswirkung von Kollektivteilen unter der anfänglichen Dauerfestigkeit

- Aktuelle Vorgehensweise nach Eurocode EN 1993-1-9

Das gängigste und im Eurocode EN 1993-1-9 [1] verankerte Verfahren zur Berechnung der Lebensdauer eines Bauteils unter einer Schwingbeanspruchung mit veränderlicher Höhe stellt die lineare Schädigungsakkumulations-Hypothese nach Palmgren und Miner („Miner-Regel“, Formel (5-4) dar. Sie dient der Umrechnung eines Spannungskollektivs in eine Schädigungssumme D (Abb. 1-6, Gl. (5-4)) bzw. in ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$ (siehe Abb. 1-12, Gl. (5-8)).

Im Eurocode [1] werden erweiterte bzw. modifizierte Wöhlerlinien für die Anwendung der Miner-Regel angegeben. Bei diesen sogenannten Ermüdungsfestigkeitskurven (siehe Abb. 1-1) wird die Wöhlerlinie unterhalb der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ fiktiv mit einer geringeren Steigung bis zu dem Schwellenwert $\Delta\sigma_L$ der Ermüdungsfestigkeit (cut off limit) bei 10^8 Spannungsspielen fortgesetzt („Schädigungs-WL“). Spannungsspiele unterhalb dieses Schwellenwertes $\Delta\sigma_L$ bleiben in Bezug auf die Schädigungssumme unberücksichtigt. Durch diese fiktive Fortsetzung mit flacherer Neigung m , wird die real vorhandene geringere Bauteilschädigung, verursacht durch Spannungsspiele unterhalb der anfänglichen Dauerfestigkeit bis zu einem gewissen

Schwellenwert, berücksichtigt und es kann weiterhin eine (bi-)lineare Schadensakkumulation durchgeführt werden (vgl. *Abb. 1-7*). Diese Vorgehensweise entspricht (bis auf den Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit) der modifizierten Form der Miner-Regel nach Haibach [6].

- **Vorgehensweise nach EN 1993-1-9 – Aufbereitung nach [7]**

Um eine Fallunterscheidung bei der praktischen Anwendung zu vermeiden ($\Delta\sigma_e > \Delta\sigma_D$ bzw. $\Delta\sigma_e < \Delta\sigma_D$) kann die aufbereitete Lösung nach [7], dargestellt in *Abb. 1-13* bzw. *Gleichung (5-10)*, empfohlen werden. *Gl. (5-10a)* bezieht sich noch auf eine Kollektivlage ident zur Zuggesamtanzahl n_{Zug} , wie *Abb. 1-13* zeigt. *Gl. (5-10b)* bezieht sich bereits auf eine Kollektivgesamtlänge $n = 2 \cdot 10^6$ (aus *Gl. (5-10a)* und *Gl. (5-5)*, vgl. *Abb. 1-8*). Dabei ist zu beachten, dass für die Bewertung von $\Delta\sigma_e$ dann die Wöhlerlinie mit konstanter Neigung m und ohne Abknickpunkte und Dauerfestigkeit gilt.

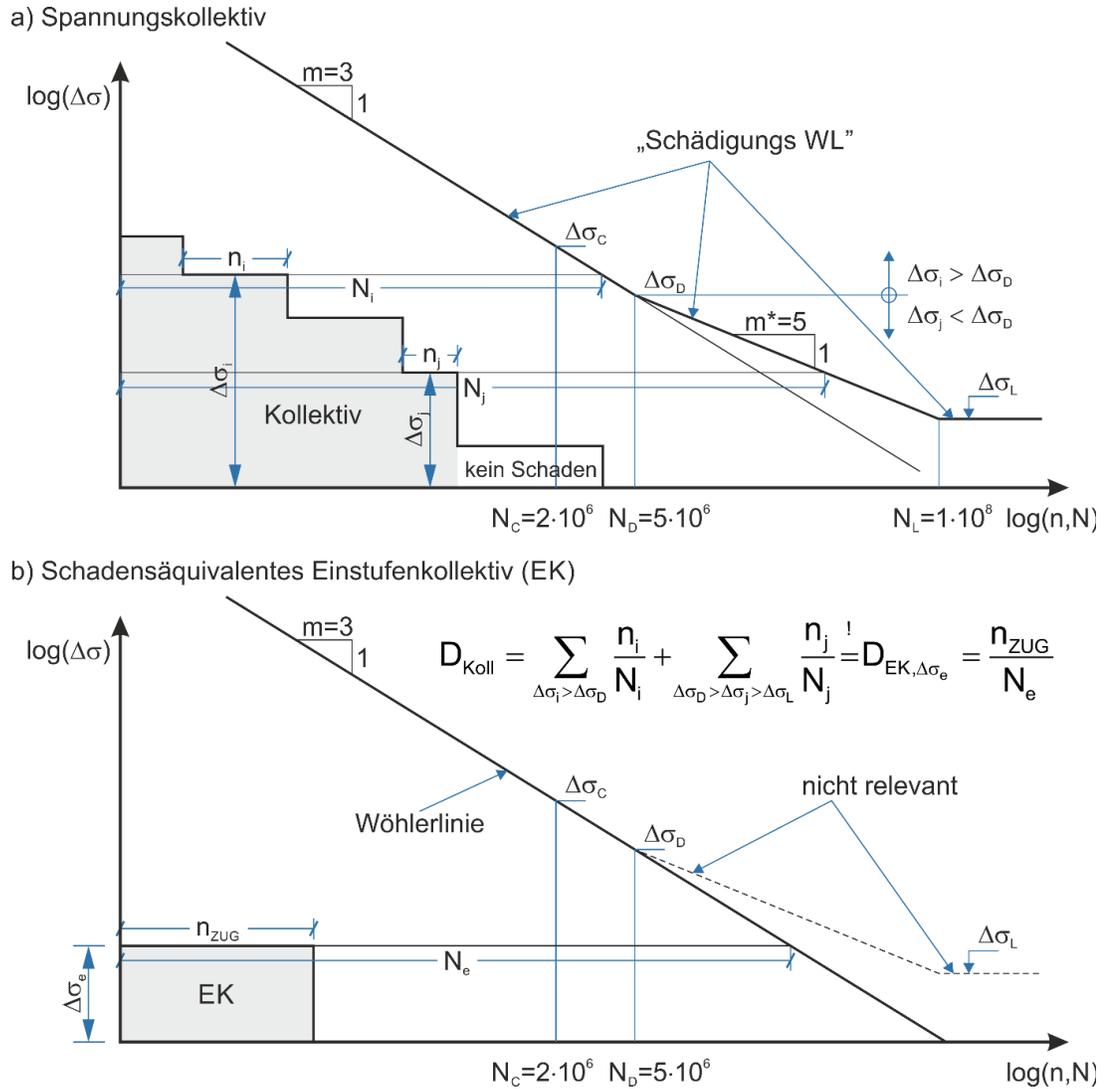


Abb. 1-13: Aufbereitete Vorgehensweise zur Ermittlung schadensäquivalenter Einstufenkollektive $\Delta\sigma_e$ nach EN 1993-1-9

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

$$\Delta\sigma_{e,2E6} = \sqrt[3]{\left(\sum_{\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_D} \Delta\sigma_i^3 \cdot n_i + \frac{1}{\Delta\sigma_D^2} \sum_{\Delta\sigma_D > \Delta\sigma_j > \Delta\sigma_L} \Delta\sigma_j^5 \cdot n_j \right) \cdot \frac{1}{2 \cdot 10^6}} \quad \text{Gl. (5-10b)}$$

Der Hintergrund zur teilschädigenden Wirkung von Spannungsspielen $\Delta\sigma_i$ unter der anfänglichen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ ist die Abnahme der Dauerfestigkeit mit zunehmender Schädigung D , wie *Abb. 1-14* anhand eines einfachen Zweistufen-Kollektives zeigt.

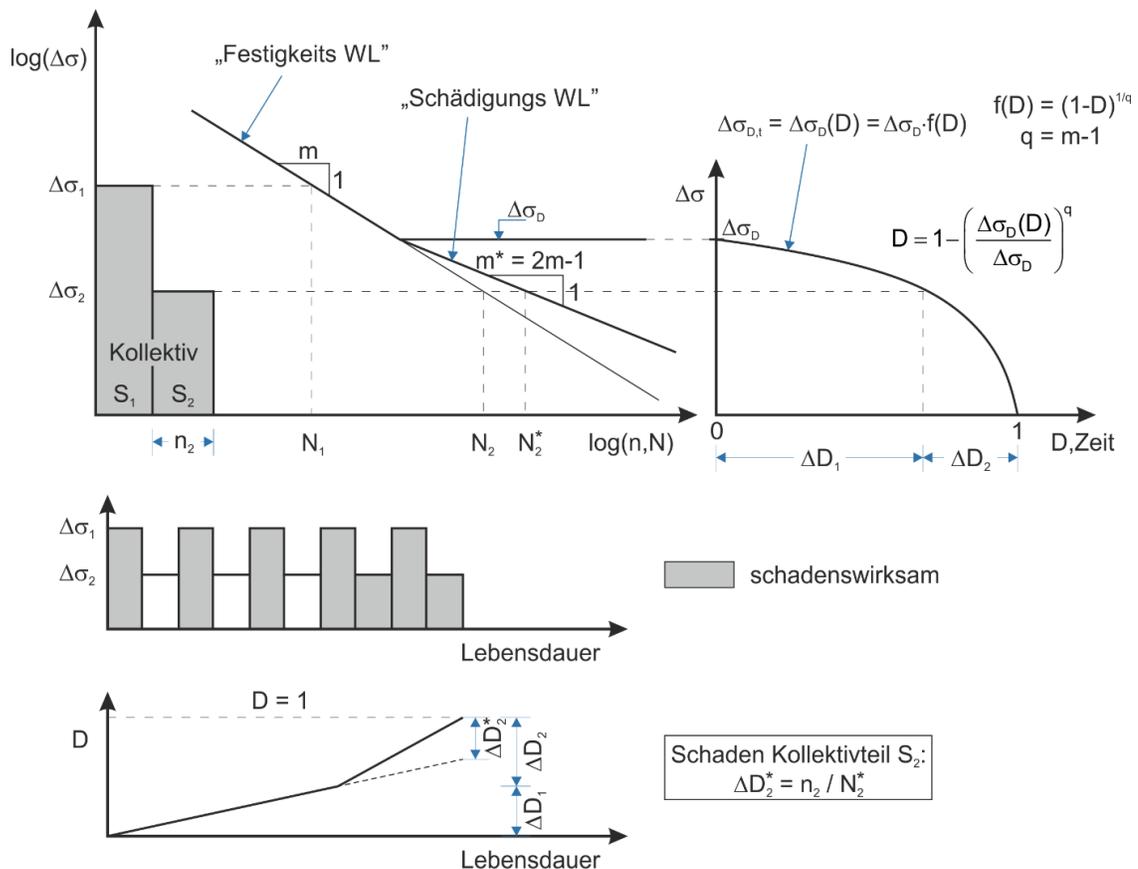


Abb. 1-14: Darstellung der modifizierten Minerregel anhand eines einfachen Beispielkollektives

• Alternative, konsequente Vorgehensweise

Setzt man den Abfall der Dauerfestigkeit mit zunehmender Schädigung D konsequent um, wie *Abb. 1-15* erläutert (detaillierter Erläuterungstext findet sich in [7] *Abschnitt A.5.7.1.5*), so erhält man deutlich günstigere, geringere Ergebnisse für $\Delta\sigma_e$. Die kompakte Formel, um $\Delta\sigma_e$ zu erhalten, ist nachfolgend angeführt (*Gl. (5-11)*).

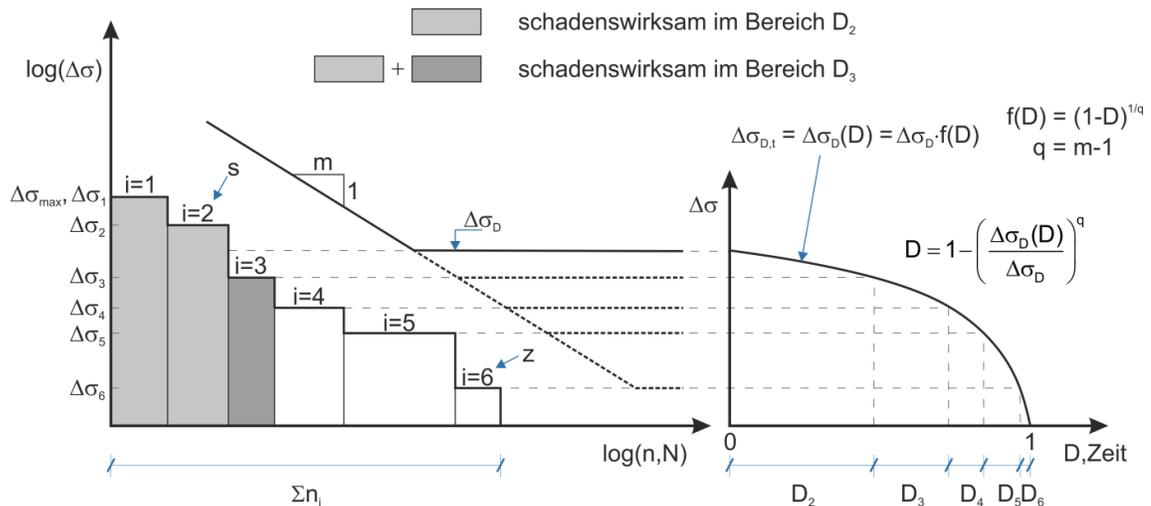


Abb. 1-15: Darstellung der konsequenten Minerregel anhand eines einfachen Beispielkollektives

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{\sqrt[3]{n_{Zug} \cdot \sum_{d=s}^z [D_d / \sum_{i=1}^d n_i \cdot \Delta\sigma_i^3]}} \quad (5-11a)$$

$$\Delta\sigma_{e,2E6} = \frac{1}{\sqrt[3]{2 \cdot 10^6 \cdot \sum_{d=s}^z [D_d / \sum_{i=1}^d n_i \cdot \Delta\sigma_i^3]}} \quad (5-11b)$$

• Zusätzliche praktische Hinweise

- die Berücksichtigung der nur teilschädigenden Wirkung von Beanspruchungsspielen unter der anfänglichen Dauerfestigkeit führt zu deutlich günstigeren Ergebnissen, wie die Auswertung von Betriebsmessungen an einer Bestandsbrücke zeigten [7], sodass zumindest die Anwendung von *Gleichung (5-10)* empfohlen wird
- für die Einstufung der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ für diese Schädigungsberechnung sind die aktuellen Werte nach EN 1993-1-9 heranzuziehen

(- Anm.: die Verwendung von zu hohen Werten aus der Originalstatik bzw. aus alten nationalen Normenwerken ist unzulässig, vgl. Abb. 1-3)

1.2.4 Ermüdungsfestigkeit – aktueller Stand der Technik

- **Nennspannungskonzept**

Bei der Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit von Bauwerken, insbesondere bei stählernen Eisenbahnbrücken, wird in der Regel das Nennspannungskonzept angewendet. Dies deshalb, da für die üblichen Konstruktionsdetails die entsprechenden Ermüdungsfestigkeiten im Eurocode EN 1993-1-9 [1] verfügbar sind. Darin enthalten sind nun zwar auch Ermüdungsfestigkeiten auf Basis des Strukturspannungskonzeptes, jedoch fehlen aktuell jegliche Hinweise ob nun die mit dem Nennspannungskonzept abgedeckten Konstruktionsdetails auch alternativ derart erfassbar sind und wie die zutreffende Spannungsberechnung in diesem Fall erfolgen sollte (zukünftig in [2] umfassendere Angaben zum Strukturspannungskonzept, wie auch Angaben zum Kerbspannungskonzept).

Eine umfassende Abhandlung der Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen mit den verfügbaren Konzepten findet sich zum Beispiel in den Büchern von Haibach [6] und Radaj [8]. In diesem *Kapitel 1.2.4* werden nur die für den Anwender relevanten Konzepte, welche in der Praxis umsetzbar sind, aufgezeigt und deren Anwendung erläutert.

Die Nachweisführung nach dem Nennspannungskonzept ist im Eurocode EN 1993-1-9 [1] ausführlich beschrieben und soll hier nicht näher erklärt werden. Auch Radaj beschreibt in [8] grundlegende Zusammenhänge des Nennspannungsnachweises zur Absicherung der Ermüdungsfestigkeit. Kurz zusammengefasst, werden die äquivalenten Nennspannungen $\Delta\sigma_e$ bzw. $\Delta\tau_e$ für den maßgebenden Bauteilquerschnitt bestimmt und mit der im Einzelfall (lt. dem Kerbfallkatalog) gültigen normierten Nennspannungs-Wöhler-Linie verglichen. Diese normierte Nennspannungs-Wöhler-Linie enthält den Einfluss: a) der Geometrie (einschließlich der Wirkung von Kerb- und Größeneffekten), b) des Werkstoffs und c) des Oberflächenzustands (einschließlich Aufhärtung oder Enthärtung sowie oberflächennaher Eigenspannungen). Die Gesamtlebensdauer bei typischen Beanspruchungsspielen unterschiedlicher Höhe (Betriebskollektiv) ergibt sich nach dem Nennspannungskonzept, indem das Kollektiv der Nennspannungsspiele in ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv $\Delta\sigma_e$, gemäß der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren/Miner mit Erfassung der teilschädigenden Wirkung, umgerechnet wird. Dann ist wieder die Nennspannungs-Wöhlerlinie anwendbar (vgl. Abb. 1-12, Abb. 1-13).

- **Nennspannungskonzept – Ergänzende Hinweise**

- i) bei der Beurteilung von Bestandstragwerken sollte die zutreffende Ermüdungsfestigkeit immer der aktuellen Fassung EN 1993-1-9 entnommen werden, da diese den aktuellsten Stand der Technik abbildet (s. Begründung in *Abschnitt 1.1*)
- ii) wenn das zu beurteilende Konstruktionsdetail im Kerbfallkatalog verfügbar ist und das Nennspannungsfeld konstant ist bzw. konservativ als konstant vorausgesetzt werden kann (bei überlagerten Biegespannungen in den Einzelblechen), ist die Anwendung des Nennspannungskonzeptes empfehlenswert
- iii) die Ermüdungsfestigkeit im Einzelfall durch Schwingversuche zu ermitteln ist unverhältnismäßig aufwändig, da aufgrund der großen zu erwartenden Streuung der Ermüdungsfestigkeit eine große Versuchsanzahl zwingend notwendig ist.
Schwingversuche im Einzelfall sind nur empfehlenswert, wenn die Effizienz von Verstärkungsmaßnahmen zusätzlich überprüft werden soll und sehr viele gleichartige Konstruktionsdetails vorliegen (vgl. [9], [10], Anschlussdetail der Längssteife an die Quersteife einer orthotropen Platte, bei einer Straßenbrücke mit mehr als 30.000 baugleichen Details)

• **Strukturspannungskonzept**

Grundsätzlich ist bei der Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit immer die lokale Spannungsspitze an der maßgebenden Kerbstelle von Bedeutung. Im Gegensatz zum Nennspannungskonzept werden beim Strukturspannungskonzept die geometriebedingten tatsächlichen Erhöhungen des Spannungsfeldes unmittelbar bei der Spannungsberechnung mit erfasst. Die Kerbwirkung der Schweißnähte selbst bleibt dabei noch ausgeklammert, da deren Erfassung indirekt in einer gegenüber dem Grundmaterial reduzierten Ermüdungsfestigkeit berücksichtigt wird.

Abb. 1-16 zeigt anhand einiger Beispiele das geometriebedingt erhöhte tatsächliche Spannungsfeld, das beim Strukturspannungsfeld erfasst werden muss.

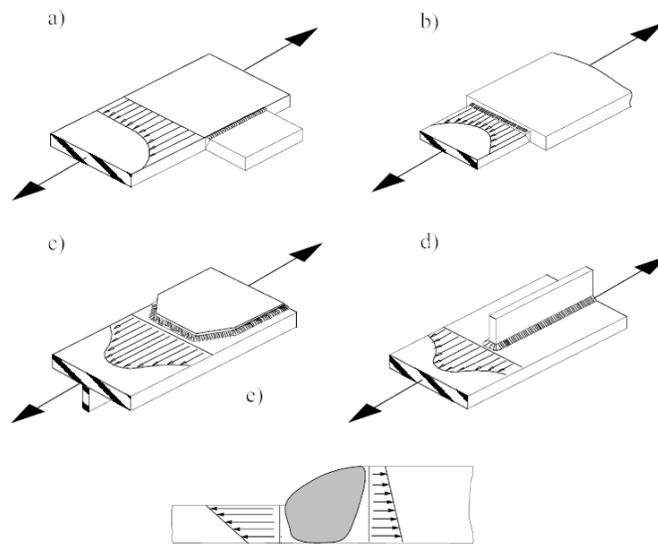


Abb. 1-16: Beispiele für Bauteildetails mit zugehöriger Strukturspannung (aus [11])

Da die Kerbwirkung der Schweißnaht selbst, wie erwähnt, bei der Spannungsberechnung außer Acht gelassen wird, ist wie Abb. 1-17 zeigt eine in der Regel lineare Spannungsextrapolation notwendig, um die Spannungen am maßgebenden Punkt – oft als „hot spot“ bezeichnet – zutreffend zu ermitteln.

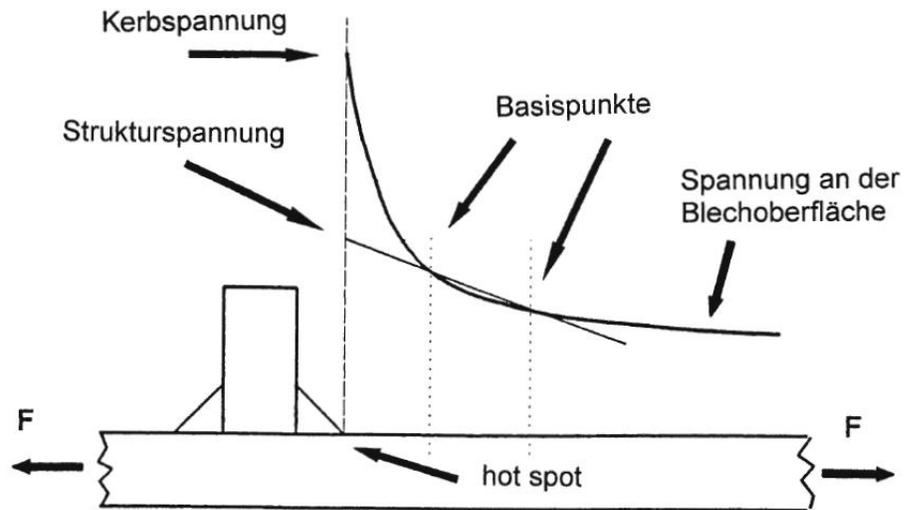


Abb. 1-17: Definition der Strukturspannung nach [6] und [11]

Anzumerken ist, dass Ermüdungsrisse, so diese von der Schweißnahtwurzel ausgehen, damit nicht abgedeckt sind.

Im Eurocode EN 1993-1-9 werden wohl Ermüdungsfestigkeiten zur Anwendung des Strukturspannungskonzeptes vorgegeben. Es erfolgen jedoch keinerlei Hinweise für die sehr wichtige Strukturspannungsberechnung selbst, sowie der notwendigen Spannungsextrapolation hin zum „hot spot“. Als Stand der Technik gelten diesbezüglich die IIW-Empfehlungen [11].

• Strukturspannungskonzept – Ergänzende Hinweise

- i) Die Anwendung des Strukturspannungskonzeptes kann zu einer Überschätzung der Ermüdungsfestigkeit führen, im Falle milder Kerbfälle und der Vernachlässigung möglicher geometrischer Imperfektionen beim zugehörigen FE-Modell, die noch innerhalb der Toleranzen liegen (misalignments). Dies gilt beispielsweise für Stumpfnähte von Blechen, mit Zugbeanspruchung senkrecht zur Naht (vgl. [12])
- ii) die Anwendung des Strukturspannungskonzeptes erfordert bei etlichen Konstruktionsdetails, ähnlich wie beim Nennspannungskonzept, eine Erfassung des Größeneinflusses, der eine zusätzliche Abminderung der Ermüdungsfestigkeit im Falle größerer Blechdicken (etwa $t > 25$ mm) erfordert [11]. Bedauerlicherweise fehlt dieser Nachweis in der aktuellen Fassung der EN 1993-1-9 [1].
- iii) im Zuge von [7] wurde ein bei geschweißten Stahlbrücken häufig für die RLD-Beurteilung maßgebendes Konstruktionsdetail untersucht, der Quersteifenanschluss zum Trägergurt (s. Abb. 1-18, Detail D1), mit Variation der Geometrie. Das Strukturspannungskonzept liefert etwas höhere Ermüdungsfestigkeiten wie das Nennspannungskonzept. Im Vergleich zum ebenfalls angewendeten Kerbspannungskonzept zeigten sich mit dem Strukturspannungskonzept in einigen Fällen (bei noch geringen Gurtdicken von $t_g = 25$ mm) unerwartet hohe Ermüdungsfestigkeiten. Wie in [13] näher ausgeführt, ist für dieses Konstruktionsdetail bereits bei geringer Gurtdicke eine Abminderung der Ermüdungsfestigkeit infolge des Größeneffektes erforderlich

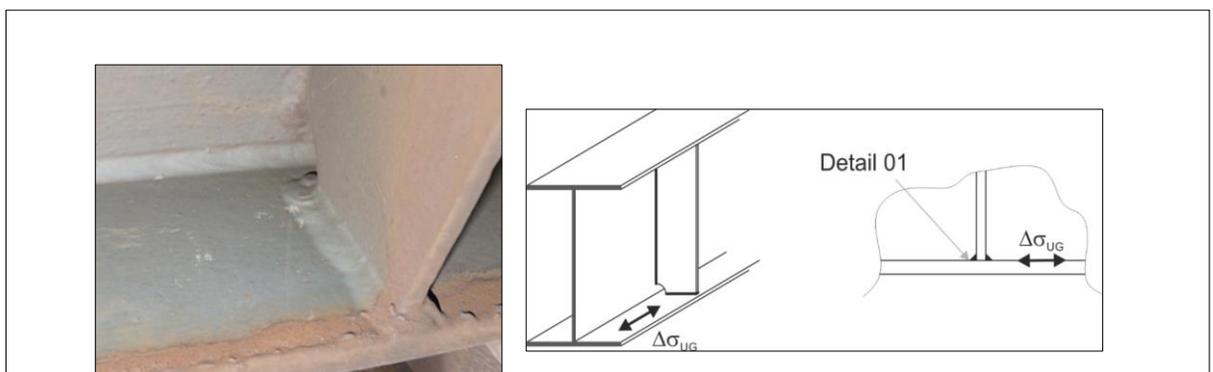


Abb. 1-18: Detail D1; Beispiel für ausgeführtes Konstruktionsdetail und maßgebende Beanspruchung (aus [7])

- iv) mit dem Strukturspannungskonzept kann bei Konstruktionsdetails mit Doppelkehlnähten ein Ermüdungsriss, der von der Schweißnahtwurzel ausgeht, nicht nachgewiesen werden
- v) das Strukturspannungskonzept ersetzt das Nennspannungskonzept, wenn an einem Anschlussdetail komplexe Spannungsfelder zu erwarten sind, mit großen Biegespannungsanteilen aus der Blechebene. *Abb. 1-19* und *Abb. 1-20* zeigen das in [7] behandelte Detail D2, wo es infolge von unplanmäßigen Luftspalten unter den Passstücken der Quersteifen zu Ermüdungsrissen an den Stegblechen der Querträger kam.

Mit dem Strukturspannungskonzept konnte anhand des FE-Modells in *Abb. 1-21*, mit lokalem Submodell (*Teilbild b*), die Schadensursache eindeutig nachgewiesen werden. Die Zwängungswirkung infolge der Längsträgerverdrehung ϕ am Querträgeranschluss bei der Zugsüberfahrt führt zu sehr hohen Biegespannungen am Querträgersteg, unmittelbar am Ausschnittsende der Quersteife (*Teilbild c*) in *Abb. 1-21*.

Anzumerken ist, dass die tatsächliche Verdrehung ϕ der Längsträger am Querträger und deren Veränderung bei der Zugsüberfahrt praktisch nicht ausreichend genau prognostizierbar ist, sodass hier lokale Dehnungsmessungen über einen längeren Zeitraum erforderlich werden für eine zutreffende Einschätzung der RLD. Darauf wird in *Abschnitt xx* noch näher eingegangen.

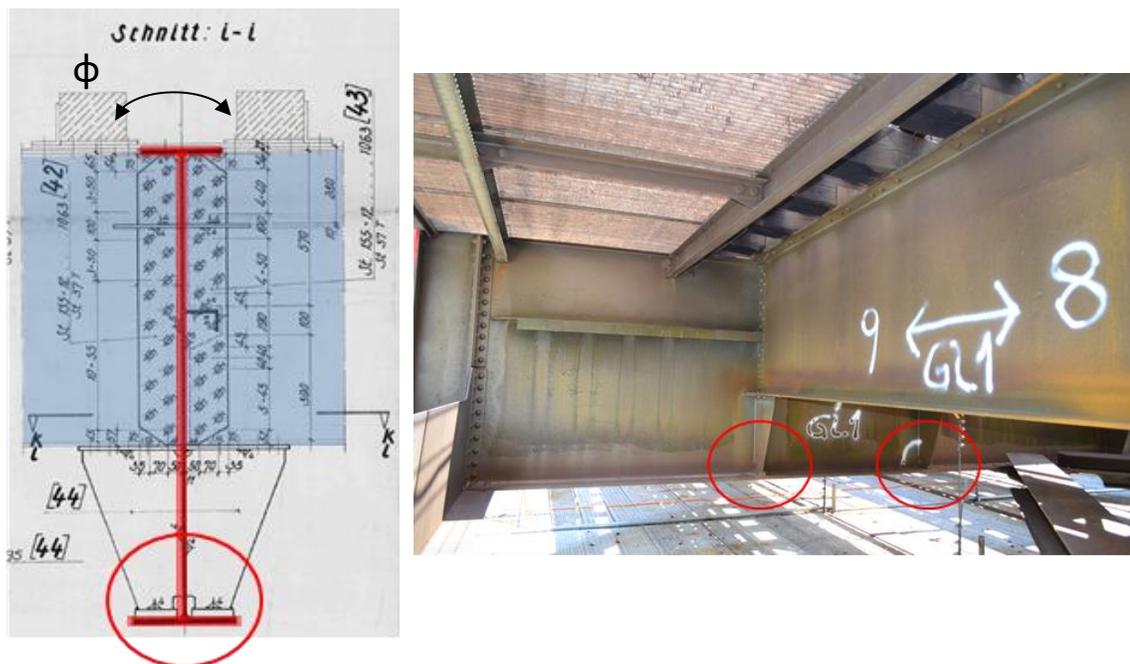


Abb. 1-19: Anlageverhältnisse für das Detail D2 – Anschluss des Längsträgers an den Querträger (aus [7])

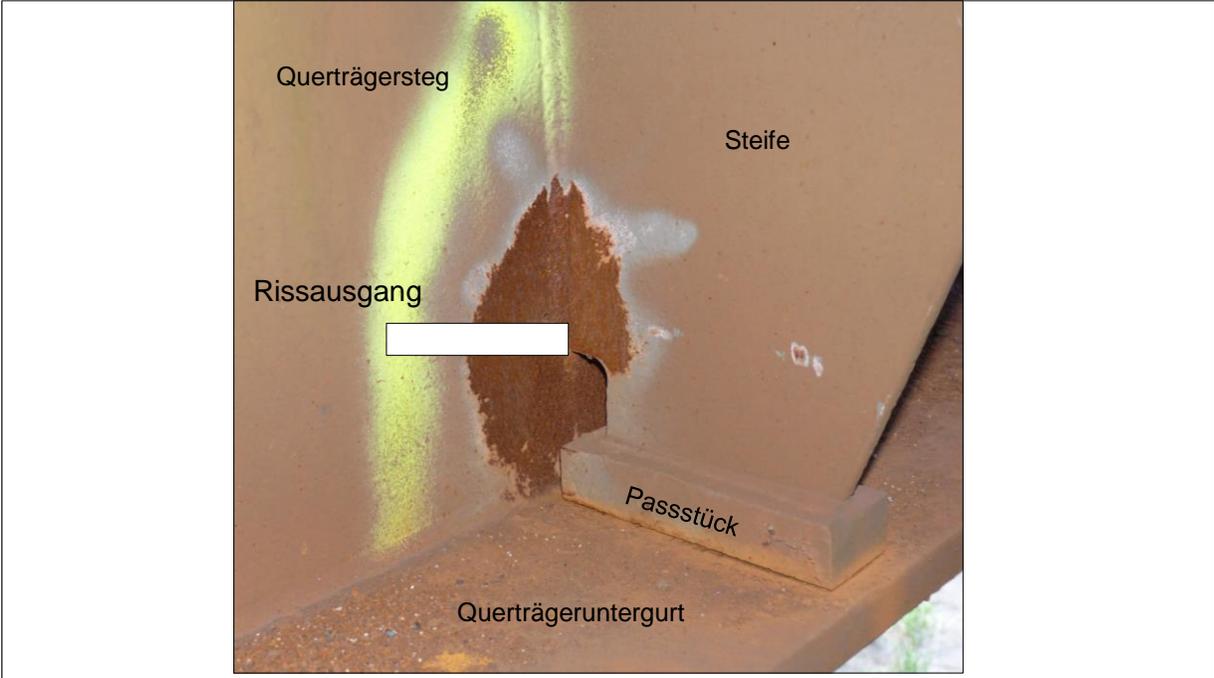


Abb. 1-20: Detailausschnitt zum Anschlussdetail D2 (roter Kreis in Abb. 1-19)

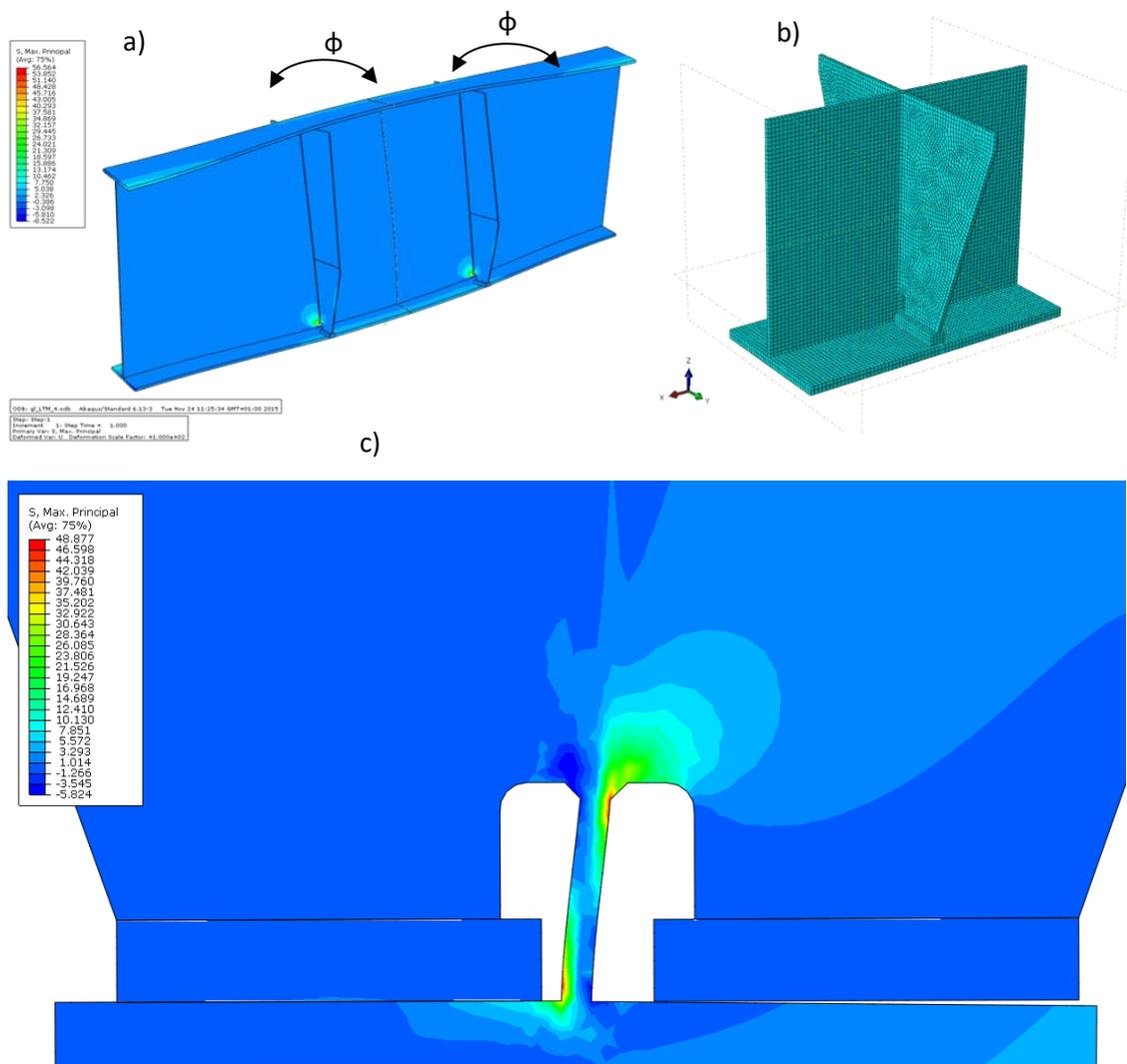


Abb. 1-21: Lokales FEM-Modell für Detail D2 (a) mit lokalem Submodell (b), zur Abbildung der Längsträgerverdrehung ϕ am Querträgeranschluss; c) lokale Biegespannungen am Stegblech des Querträgers aus Verdrehung ϕ

• Kerbspannungskonzept

Das Kerbspannungskonzept erfasst – ergänzend zum Strukturspannungskonzept – auch die lokale Kerbwirkung durch die Schweißnaht selbst.

Aktuell ist das Kerbspannungskonzept im Eurocode EN 1993-1-9 nicht verankert, es erfolgen nachfolgend die Angaben der IIW-Empfehlungen [11].

Dabei wird die Kerbwirkung der Schweißnaht vereinfachend in Form eines Kerbradius von $r = 1 \text{ mm}$ erfasst – sowohl an der Schweißnahtwurzel wie auch am Schweißnahtübergang, wie die Abb. 1-22 schematisch zeigt.

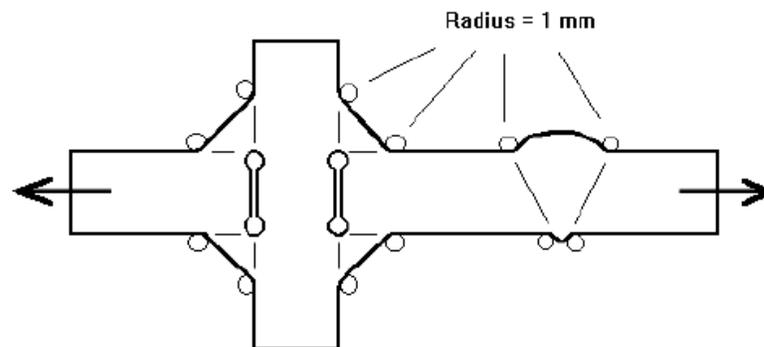


Abb. 1-22: Kerbspannungskonzept: Modellierung der effektiven Ausrundungsradien am Schweißnahtübergang und der Schweißnahtwurzel [11]

Zur zutreffenden Wiedergabe der lokalen Spannungsfelder an den Kerbradien, sind lokal sehr feine FE-Netze erforderlich, wie beispielsweise die Abb. 1-23 zeigt.

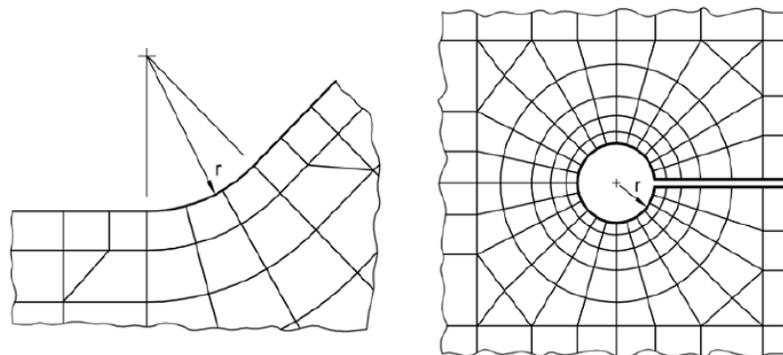


Abb. 1-23: Kerbspannungskonzept: Empfohlene FE Vernetzung von Schweißnahtübergängen u. -wurzeln [11]

In der IIW-Richtlinie [11] wird aktuell die Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_c = 225 \text{ N/mm}^2$ für das Kerbspannungskonzept vorgeschlagen.

• Kerbspannungskonzept – Ergänzende Hinweise

- i) Auch die Anwendung des Kerbspannungskonzeptes kann zu einer Überschätzung der Ermüdungsfestigkeit führen, im Falle milder Kerbfälle und der Vernachlässigung möglicher geometrischer Imperfektionen beim zugehörigen FE-Modell, die noch innerhalb der Toleranzen liegen (misalignments). Dies gilt beispielsweise für Stumpfnähte von Blechen, mit Zugbeanspruchung senkrecht zur Naht (vgl. [12])
- ii) Die Neuauflage der EN 1993-1-9 [2] wird grundsätzlich auch das Kerbspannungskonzept beinhalten
- iii) Die Anwendung des Kerbspannungskonzeptes erfordert zwingend FE-Modelle mit integrierten Submodellen, zur wirkungsvollen Beschränkung der Gesamtanzahl an

Freiheitsgraden bzw. Unbekannten. [13] zeigt beispielhaft die Anwendung für den Quersteifenanschluss an einem Trägergurt (vgl. *Abb. 1-18*)

- iv) für die Anwendung in der Praxis erscheint das Kerbspannungskonzept zu aufwändig, gegenüber dem einfacher umsetzbaren Strukturspannungskonzept

• Ermüdungsfestigkeit von rissbehafteten Bauteilen – Anwendung Bruchmechanik

Die Möglichkeiten für die Berechnung der Ermüdungsfestigkeit und damit der Restlebensdauer von Bauteilen endet für den Bauingenieur bisher beim Auftreten erster Risse, obwohl bei Auslegung nach den Festigkeits-Wöhlerlinien auch der Zeitraum des stabilen Risswachstums indirekt mit enthalten ist. Dieser Zeitraum ist jedoch nicht quantifizierbar und differiert stark je nach Kerbfall. Dies bedeutet, dass wenn bei einer Inspektion Risse angefundener werden, oder diese rechnerisch unterstellt werden müssen (keine verbleibende Restlebensdauer nach Wöhlerlinien-Konzept), die Anwendung der Bruchmechanik notwendig wird (vgl. *Abb. 1-25*), um die verbleibende Restlebensdauer abzuschätzen. Wie die Erfahrung zeigt, müssen vorhandene Risse die Funktionsfähigkeit eines Tragwerkes nicht unbedingt einschränken. In der Praxis wird häufig versucht, durch Abbohren der Risspitzen die Restlebensdauer des Tragwerks zu verlängern.

Für die Anwendung bei stählernen Eisenbahnbrücken kann mit aufbereiteten Modellen oder numerische FE-Modellen auf Basis der elastischen Bruchmechanik gearbeitet werden. Die Effekte aus lokalem Plastizieren vor der Risspitze können dabei indirekt erfasst werden, in Form einer fiktiven Verlängerung der Risslänge bzw. einer Bewertung der kritischen Risslänge anhand des FAD-Diagramms (failure assessment diagram, d.h. Versagensbewertungsdiagramm), das auf der sogenannten Zwei-Kriterien Methode basiert.

Das FAD-Konzept wurde von Dowling und Townley [14] und von Harrison [15] als ingenieurmäßige Bewertung der Bauteilsicherheit entwickelt und vorgestellt. Später wurde die Zwei-Kriterien-Methode von Milne [16] und dem CEGB (Central Electricity Generating Board, British Energy) unter der Bezeichnung R6-Routine weiterentwickelt und als FAD-Konzept von der FKM Richtlinie [17] aufgegriffen. Auf der vertikalen Achse des FAD Diagramms findet sich das Kriterium der reinen Sprödbbruchwirkung (dargestellt durch die bezogenen Risszähigkeit K_r). Auf der horizontalen Achse ist das Kriterium Versagen durch plastischen Kollaps als Plastifizierungsgrad L_r dargestellt. Zwischen den zwei Grenzkriterien (linear-elastisches Versagen durch Sprödbbruch und elastisch-plastisches Versagen durch Zähbruch) definiert eine Grenzkurve die kritischen Zustände.

Ein Vorteil der Bruchmechanik ist, dass der Riss selbst ein sehr lokales Phänomen darstellt, sodass das Rissmodell selbst nur einen kleinen Ausschnitt des zu untersuchenden Konstruktionsdetail darstellt, wie *Abb. 1-24* exemplarisch für den Quersteifenanschluss am Trägeruntergurt zeigt. Dazu sind dann aufbereitete Lösungen verfügbar, wie der halbelliptische Oberflächenriss für das Anwendungsbeispiel in *Abb. 1-24*.

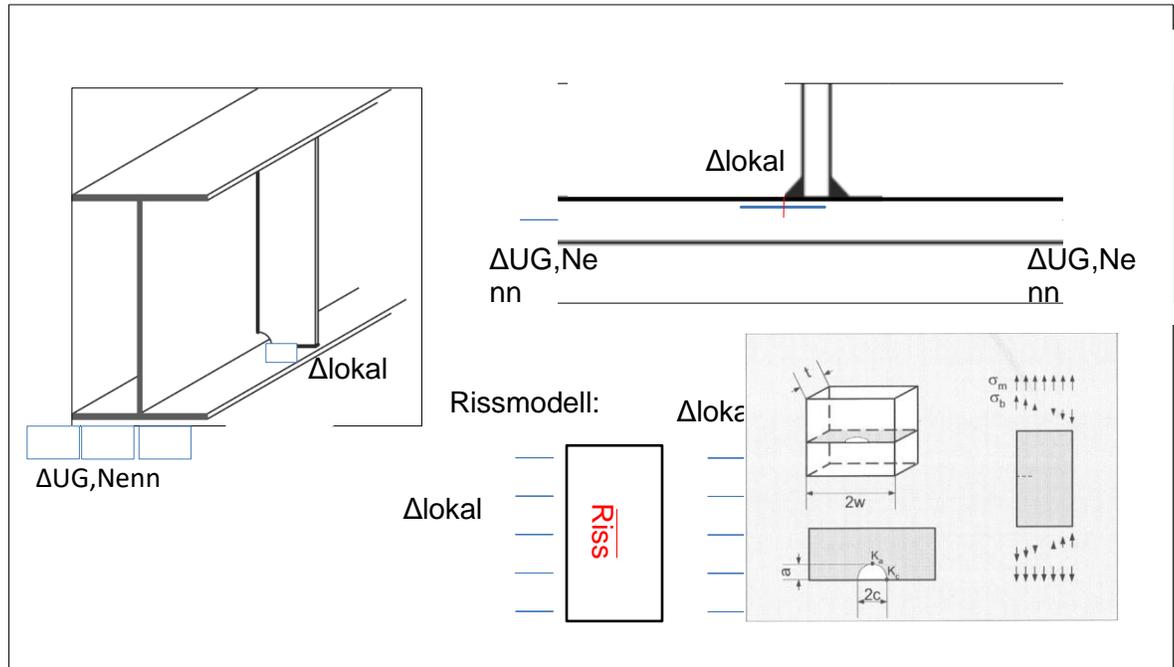


Abb. 1-24: Anwendung der Bruchmechanik im Falle eines Quersteifenanschlusses am Trägeruntergurt; lokales Rissmodell und aufbereitete Lösung eines halbelliptischen Oberflächenrisses

Grundsätzlich erfordert die Vorgehensweise zur Bestimmung der rechnerischen RLD nach der Bruchmechanik zwei Teilschritte, wie *Abb. 1-25* schematisch zeigt:

- i) Schritt 1: Ermittlung der kritischen Risslänge c_{crit} , auf Basis der maximalen Betriebsbeanspruchung, mit Berücksichtigung allfälliger Eigenspannungen sowie der Riss- bzw. Bruchzähigkeit des vorliegenden Materials
- ii) Schritt 2: Ermittlung der ertragbaren Spannungsspiele, sodass der Anfangsriss mit der Risslänge c_0 bis zur kritischen Risslänge c_{crit} wachsen kann. Grundlage dazu ist die Rissfortschrittsrate dc/dN , die durch das verwendete Risswachstumsgesetz bestimmt wird. In der Regel auf Basis der Gesetzmäßigkeit nach Erdogan/Paris, die die Materialparameter C und m erfordert.

Die Grundlagen der Bruchmechanik für eine praktische Anwendung bei stählernen Eisenbahnbrücken wurden in [7] erarbeitet, wobei auch das mögliche Potential im Zuge einer Parameterstudie für zwei typische Konstruktionsdetail (Nietloch bei historischen genieteten Tragwerken, Anschluss Quersteife an Trägergurt bei geschweißtem Tragwerk) detailliert analysiert wurde. Dabei wurden die maßgebenden Parameter (Bruchzähigkeit, Höhe der Betriebsbeanspruchung, Höhe der Spannungsspiele $\Delta\sigma$, Kollektiveinfluss) variiert. Als wesentliches Ergebnis zeigte sich, dass die tatsächliche Kollektivform bei der Berechnung des

Risswachstums miteinbezogen werden sollte, da der Ansatz eines Einstufenkollektives viel zu konservative Ergebnisse liefert.

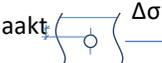
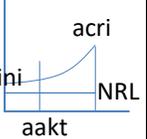
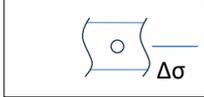
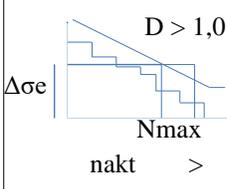
Aktueller Zustand am Detail	konv. RLD-Nachweis	Anwendung Bruchmechanik
Riss 	nicht möglich	<p>ULS – „Sprödbbruch“</p> <p>Schritt 1 a_{crit}  σ_{ma}</p> <p>$a_{Riss,ini}$ $\Delta\sigma$ $a_{crit} = f(Kc,$ $\dots)$</p> <p>Schritt 2 a_{akt}  $\Delta\sigma$</p> <p>Restlebensdauer  $a_{Riss,ini}$ a_{crit} N_{RL} a_{akt}</p>
kein Riss 	 $D > 1,0$ $n_{akt} >$	

Abb. 1-25: Restlebensdauerermittlung auf Basis der linearen Bruchmechanik – schematische Vorgehensweise und Anwendungsbereich

In den nachfolgenden Forschungsprojekten [18] und [19] wurden für die beiden angesprochenen repräsentativen Konstruktionsdetails gezielte Schwingversuche an ausgebauten Trägern von Bestandsbrücken durchgeführt, wobei anfänglich rissähnliche Anfangskerben künstlich erzeugt wurden. In den Schwingversuchen mit veränderlicher Schwingbreite wurde der Fortschritt der Rissfront genau analysiert. Nach Erreichen einer bestimmten Risslänge wurde nach Abkühlen des Trägers (Simulation kalter Wintertag) ein statischer Bruchversuch mit großer Belastungsgeschwindigkeit durchgeführt, um einen Sprödbbruch zu simulieren.

Auf Basis der Versuchsergebnisse wurden Rissmodelle für die praktische Anwendung erarbeitet und anhand der Versuchsergebnisse kalibriert. Eine zusammenfassende Kurzfassung der Ergebnisse für historisch genietete Brücken findet sich in [20]. Auf Basis dieser Ergebnisse erfolgte in [21] und [22] eine umfassende Beurteilung der RLD bestehender historischer Eisenbahnbrücken, unter konservativer Annahme der Betriebsbeanspruchungen infolge der Überfahrt des „EC-mix“.

Als weitere, allgemeine Grundlagen zur Bruchmechanik werden empfohlen: die Bücher von Haibach [6], Radaj [8], Kuna [23] und die FKM Richtlinie, Bruchmechanischer Festigkeitsnachweis [17].

- **Anwendung Bruchmechanik – Ergänzende Hinweise**

- i) üblicherweise wird bei Anwendung der Bruchmechanik nur der Rissöffnungsmodus I, Rissöffnung senkrecht zu den Rissufer, erfasst, wie auch in *Abb. 1-24* dargestellt
- ii) werden auch die Rissöffnungsmodi II und III nach *Abb. 1-26* bedeutsam, müssen die isolierten Spannungsintensitätsfaktoren der drei Einzelmodi (K_I , K_{II} , K_{III}) – ähnlich zur Vergleichsspannung beim räumlichen Spannungszustand am ungerissenen Bauteil – durch gleichwertige Vergleichsspannungs-Intensitätsfaktoren K_{equ} ausgedrückt werden, um den Rissfortschritt zutreffend zu beschreiben
- iii) auch an dünnen ebenen Blechen kann die alleinige Betrachtung des Modus I zu unsicheren Ergebnissen führen, wie das Anwendungsbeispiel in *Abschnitt xx* zeigt.

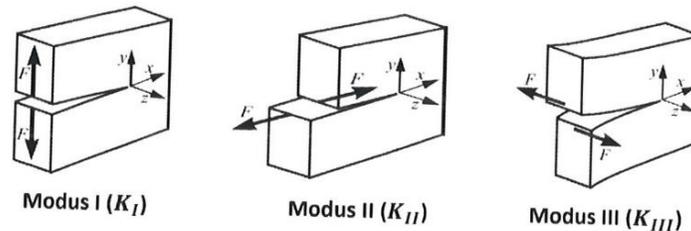


Abb. 1-26: Rissöffnungsmodi und zugehörige Spannungsintensitätsfaktoren K_i

• Erfassung des günstigen Mittelspannungseinflusses bei der Ermüdungsfestigkeit

Sowohl im Bauingenieurwesen, wie auch im Maschinenbau, kann der günstige Mittelspannungseinfluss bei der Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit grundsätzlich berücksichtigt werden (- Anm.: die Ermüdungsfestigkeiten der Normenwerke setzen Spannungsspiele im Zugbereich voraus). Hintergrund dazu ist, dass ein weiteres Risswachstum Zugnormalspannungen senkrecht zum Riss voraussetzt, wobei dabei jedoch auch lokale Eigenspannungen mit zu erfassen sind. Letztere sind jedoch in ihrer Größe sehr schwer zutreffend einzuschätzen. Möglichkeiten zur Erfassung des Mittelspannungseinflusses bieten zum Beispiel die FKM Richtlinie [24] und die IIW Empfehlung [11]. Hier kann die zulässige FAT Klasse mit einem Mittelspannungsfaktor gegebenenfalls erhöht werden. Im Eurocode 1993-1-9 [1] findet sich unter *Punkt 7.2*, Modifizierung der Ermüdungsfestigkeit, die Möglichkeit die Druckanteile der Spannungsschwingbreite zu reduzieren und somit den positiven Einfluss einer günstig wirkenden Mittelspannung zu berücksichtigen. Allerdings gilt dies nur für nicht geschweißte oder spannungsarmgeglühte, geschweißte Konstruktionen.

Um den Einfluss der Mittelspannung auf die Ermüdungsfestigkeit darstellen zu können, wird heute bevorzugt das sogenannte Haigh-Schaubild verwendet. Es stellt den Mittelspannungsfaktor, als Erhöhungsfaktor der ertragbaren Spannungsamplitude bzw. Spannungsspiels bei reiner Zugschwellbeanspruchung (FAT Klasse bzw. Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$), in Abhängigkeit der Mittelspannung dar. Um diese Darstellung richtig interpretieren zu können, werden im Folgenden einige Grundlagen definiert.

Anm.: Nachfolgend erfolgt teilweise die Darstellung in Form der ertragbaren Spannungsamplitude, die 50 % des Spannungsspiels $\Delta\sigma$ entspricht.

Abb. 1-27 zeigt beispielhaft die Beanspruchungskennwerte einer sinusförmigen Einstufenbeanspruchung. Das Spannungsverhältnis $R = \sigma_u/\sigma_o$ ist wesentlich für die Beurteilung des Mittelspannungseinflusses und wird für die Darstellung des Dauer- und Zeitfestigkeitsschaubilds nach Haigh benötigt. Dabei ist das Vorzeichen der Spannung mit zu erfassen - Druck bedeutet ein negatives Vorzeichen. R klassifiziert eine einstufige Schwingbeanspruchung als Druckschwellbeanspruchung, Wechselbeanspruchung oder Zugschwellbeanspruchung, wie in Abb. 1-28 dargestellt wird.

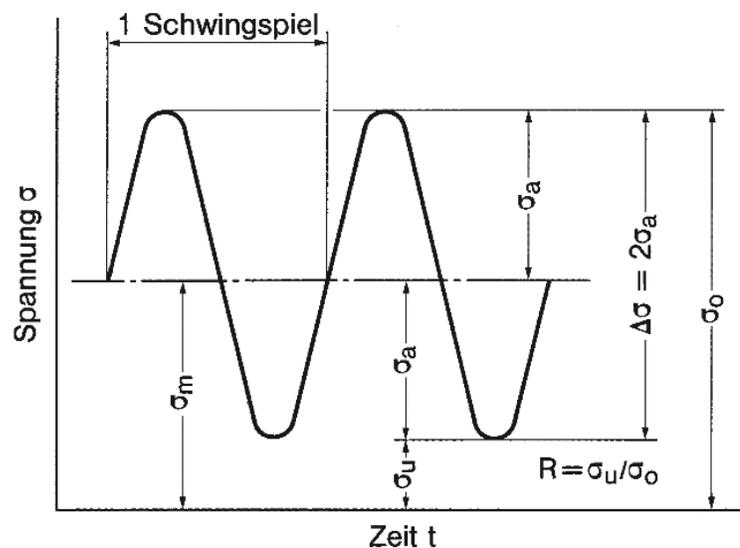


Abb. 1-27: Beanspruchungskennwerte im Dauerschwingversuch [11]

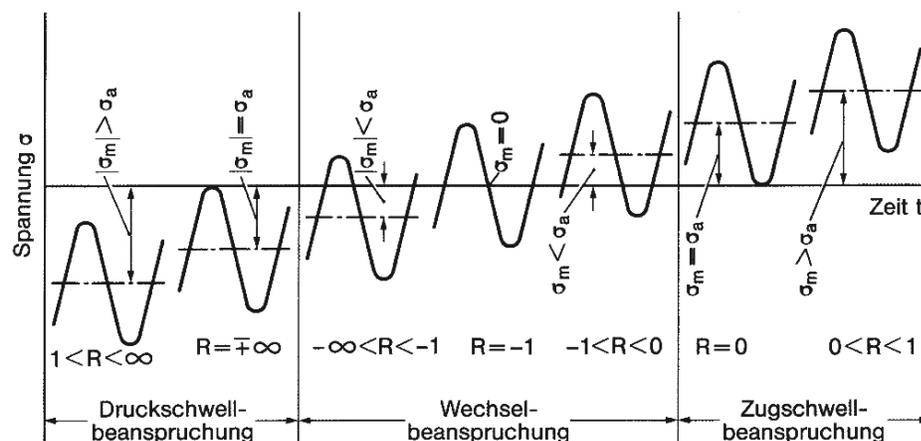
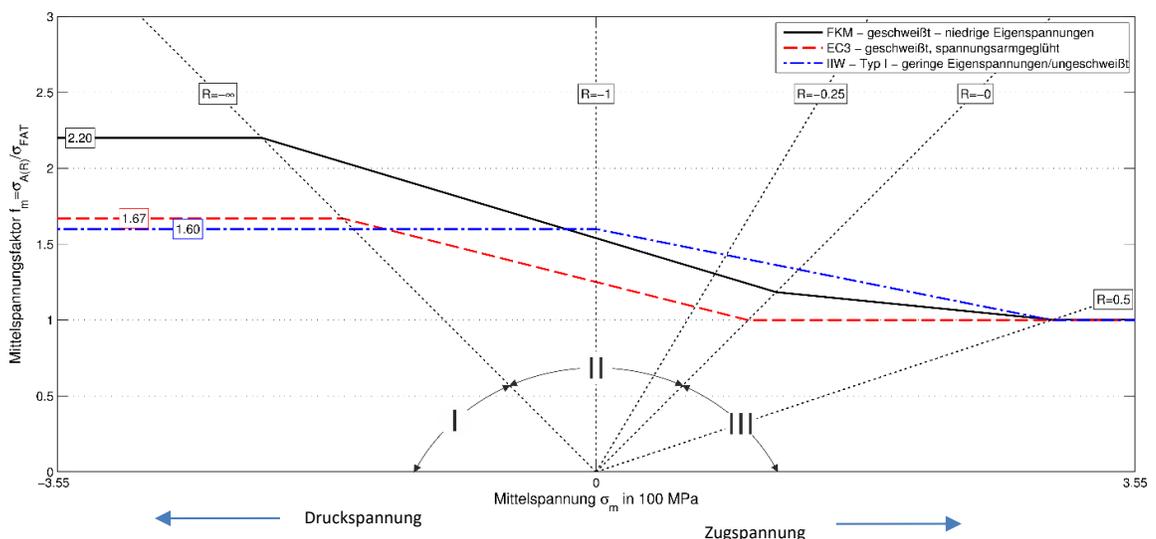


Abb. 1-28: Beanspruchungsbereiche im Dauerschwingversuch [11]

Die FKM Richtlinie [24] und die IIW Empfehlung [11] verwenden den Mittelspannungsfaktor um die FAT Klasse gegebenenfalls erhöhen zu können. Dies bedeutet, dass die Ermüdungsfestigkeit der FAT-Klasse eine reine Zugbeanspruchung darstellt ($R > 0$), wobei nach IIW und FKM sogar $R = 0,50$ als Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit gilt (Anm.: somit ergibt sich für $R = 0$, der reinen Zugschwellbelastung, bereits eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$). Der Eurocode [1] erlaubt bei vernachlässigbaren Eigenspannungen – gültig nur bei nicht geschweißten Bauteilen - eine Reduzierung des Druckanteils der Spannungsschwingbreite auf 60 % (Ergebnisse s. *Abb. 1-29*). Bei den nachfolgenden Darstellungen in *Abb. 1-29* bis *Abb. 1-31* wird der Reduktionsfaktor der Spannungsschwingbreite des Eurocodes gleichwertig durch seinen Kehrwert als Mittelspannungsfaktor dargestellt, um die Richtlinien und Normen vergleichen zu können. *Abb. 1-29* zeigt den Mittelspannungsfaktor im Haigh-Schaubild für keine bzw. niedrige Eigenspannungen, *Abb. 1-30* für mäßige Eigenspannungen und *Abb. 1-31* für hohe Eigenspannungen. Bedauerlicherweise sind diese unterschiedlichen Höhen des Eigenspannungsniveaus nicht näher quantifiziert. Diese Differenzierung ist nach IIW bzw. FKM vorgesehen - der Eurocode kennt nur: praktisch keine Eigenspannungen (nachfolgend in den Vergleichen als niedrige Eigenspannungen interpretiert), und hohe Eigenspannungen (daher auch für die Darstellung mit mäßigen Eigenspannungen nachfolgend so angesetzt). In diesen Diagrammen ist der Bereich der Druckschwellbeanspruchung mit I gekennzeichnet, der Bereich der Wechselbeanspruchung mit II und der Bereich der Zugschwellbeanspruchung mit III (Definition von R und damit dieser Bereiche, siehe *Abb. 1-28*).



*Abb. 1-29: Mittelspannungsfaktor für niedrige Eigenspannungen im Vergleich, aus [7]
(Ergebnisse nach Eurocode EC3 für nicht geschweißte Bauteile, ohne nennenswerte Eigenspannungen)*

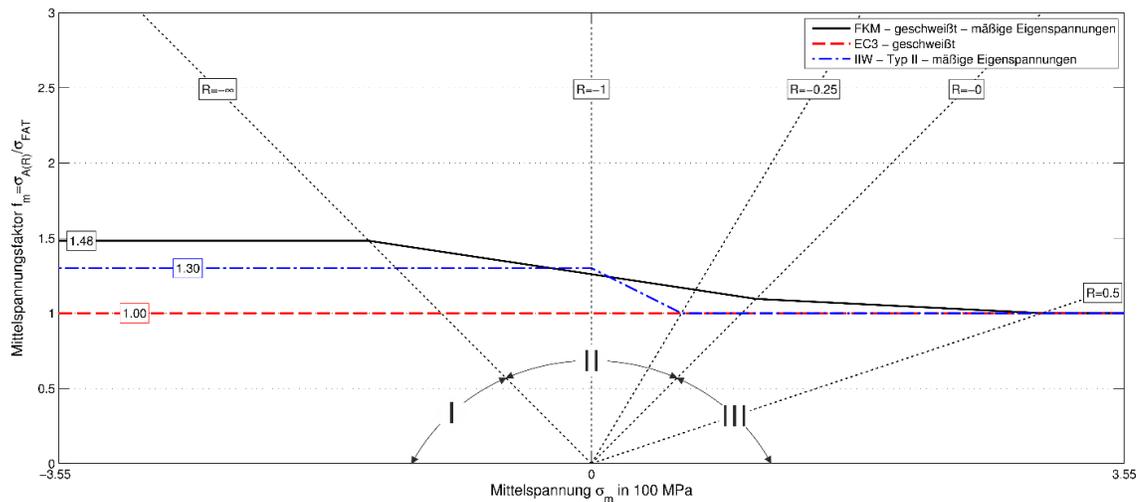


Abb. 1-30: Mittelspannungsfaktor für mäßige Eigenspannungen im Vergleich, aus [7]

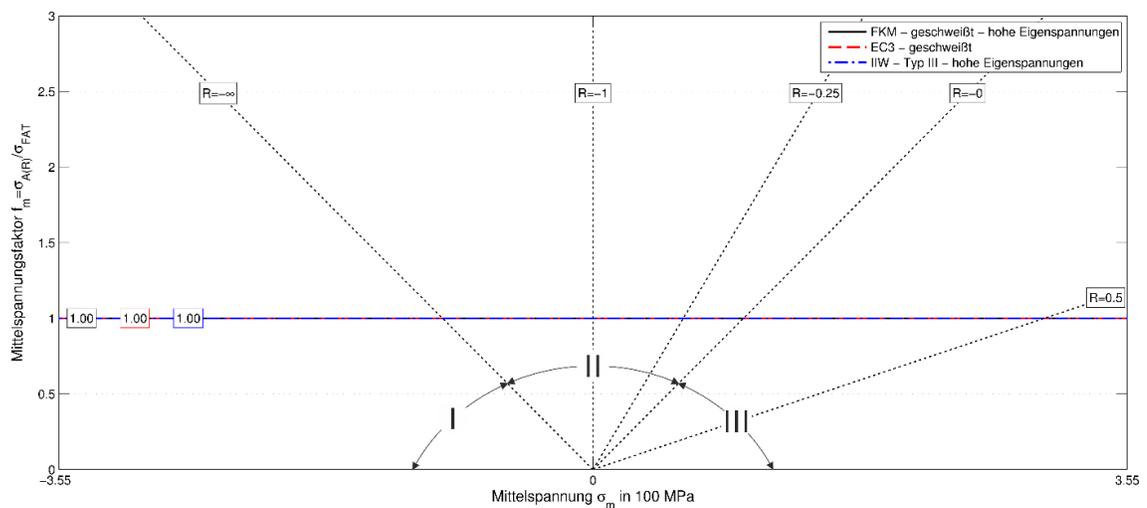


Abb. 1-31: Mittelspannungsfaktor für hohe Eigenspannungen im Vergleich, aus [7]

Da die Höhe der Eigenspannungen nur schwer direkt und zutreffend gemessen werden kann, werden zur Beurteilung der zutreffenden Eigenspannungshöhe in [25] und [26] und in Übereinstimmung mit [11] und [24], folgende grobe Richtwerte angegeben:

Hohe Eigenspannungen:

- komplexe, ausgeprägt mehrachsig beanspruchte und dickwandige Bauteile
- konstruktionsbedingte globale Eigenspannungen

Mäßige Eigenspannungen:

- schlanke Träger, mit Längs- u. Quernähten kürzer als 300 mm

- quer beanspruchte Schweißnähte an Bauteilen bis max. 10 mm Blechdicke
- vorwiegend längsbeanspruchte Schweißnähte an Bauteilen bis max. 16 mm Blechdicke, falls $\sigma_{\perp} < 0,5\sigma_{II}$

Geringe Eigenspannungen (Spannungsniveau bis ca. $0,2 f_y$)

- Schweißung mit anschließendem Spannungsarmglühen
- Eigenspannungen können nachweislich ausgeschlossen werden

• **Potential für die Anwendung des günstigen Mittelspannungseinflusses bei Stahlbrücken**

- Bei geschweißten Stahlbrücken, wie auch bei den meisten anderen Stahlkonstruktionen im Bauingenieurwesen, ist das Spannungsarmglühen nicht möglich oder zu aufwändig. In Anbetracht der angeführten Beurteilungskriterien der zutreffenden Eigenspannungshöhe, muss konservativ von hohen Zugeigenspannungen in Höhe der Fließgrenze und somit von einer reinen Zugschwellbeanspruchung im schwingbruchkritischen Nahtbereich – unabhängig vom aktuellen R -Verhältnis – ausgegangen werden. Damit kann bei stählernen geschweißten Eisenbahnbrücken der positive Einfluss einer günstigen Mittelspannung auf die Ermüdungsfestigkeit, ohne versuchstechnische Bestätigung, nicht genutzt werden.
- Darüber hinaus ist auch festzuhalten, dass der äußerst günstige Mittelspannungseinfluss in der IIW und FKM (vgl. *Abb. 1-29* und *Abb. 1-30*) aus der einschlägigen Fachliteratur zu den Ermüdungsfestigkeiten nicht objektiv nachvollziehbar ist.
- Nur bei historischen, genieteten Tragwerken kann man von geringen Eigenspannungen ausgehen. Eine Nutzung des Bonusfaktors nach EN 1993-1-9, dargestellt in *Abb. 1-29*, sollte jedoch trotzdem nur im Einzelfall angedacht werden. Wie auch in [4] angemerkt, liegen für das günstige Verhalten bei höherem Druckspannungsanteil am Spannungsspiel wenige Versuchsergebnisse für genietete Konstruktionsdetails vor.
Sollte der Bonusfaktor ausgenutzt werden, muss bei der Bestimmung der Beanspruchungskollektive zu jedem Beanspruchungsspiel auch die Mittelspannung mitabgespeichert werden. Bei Anwendung der Schädigungsberechnung auf die einzelnen Beanspruchungsspiele kann dann die erhöhte zugehörige Ermüdungsfestigkeit jeweils angesetzt werden.

1.2.5 Grundkonzepte von RLD-Berechnungen

Grundlegende Empfehlungen zur Ermittlung der Restlebensdauer von stählernen Bestandstragwerken, seitens des Technischen Komitees TC6 Fatigue der ECCS, finden sich in [27] und [28] (deutsche Zusammenfassung). Dabei wird eine stufenweise Vorgehensweise empfohlen (Phase I bis IV), wie *Abb. 1-32* zeigt. Die empfohlene Vorgehensweise innerhalb der vertiefenden Phasen II bis IV sind jedoch sehr allgemein gehalten und sind primär nur als Information für den Bauherrn zu sehen, welche grundsätzlichen Möglichkeiten vorliegen. Eine spezifische Vorgehensweise für stählerne Eisenbahnbrücken, mit dem Ziel, die RLD in den höheren Phasen II bis IV zunehmend zutreffender zu prognostizieren, fehlt jedoch.

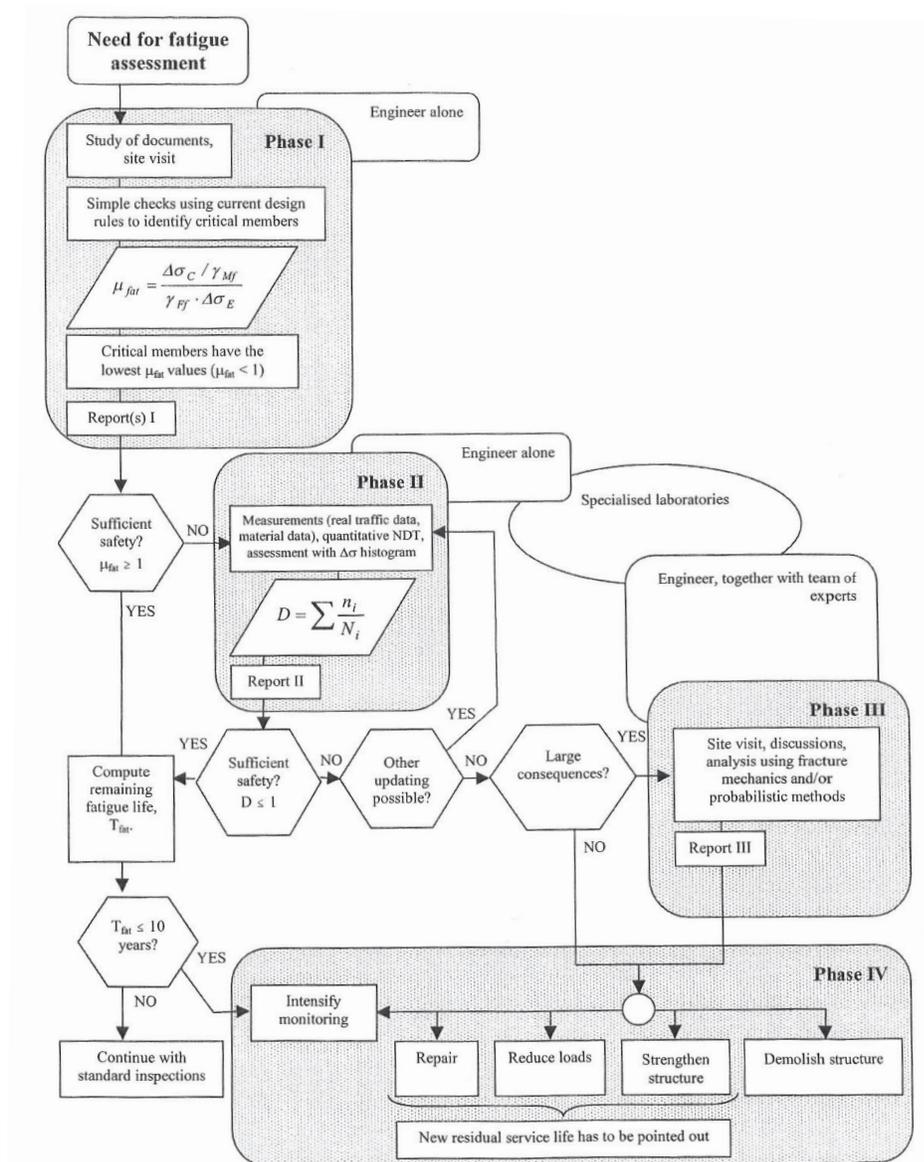


Abb. 1-32: Beurteilung von Bestandstragwerken im Hinblick Restlebensdauer – empfohlene Vorgehensweise [27]

Die aktuellen, national verfügbaren Grundkonzepte zur RLD-Berechnung von stählernen Eisenbahnbrücken basieren alle auf dem Wöhlerlinien-Konzept und Schädigungsfaktoren bzw. λ -Faktoren (z.B. in Österreich [5], Deutschland [3], Schweiz (vgl. [29])). Vorteilhaft für die Anwendung ist dabei, dass – ähnlich wie beim λ -Faktoren Konzept für die Neuplanung von Brücken – keine Simulationen von Betriebszugsüberfahrten, mit anschließender Spannungskollektivermittlung, durchzuführen sind. Aus der ungünstigsten Aufstellung des vertikalen Verkehrslastmodells wird ein Spannungsspiel als Bezugsgröße erhalten, das dann mit Schädigungsfaktoren entsprechend modifiziert wird, um eine äquivalente Einstufenbelastung $\Delta\sigma_e$ zu erhalten. Diese führt dann im Vergleich mit der Ermüdungsfestigkeit zur rechnerischen RLD. Nachteilhaft ist, dass für den Anwender die zugrunde gelegte Betriebszugsmischung nicht erkennbar ist (meist „EC-mix“ für jüngere Vergangenheit und Zukunft, günstigere BZ-Mischungen für die ältere Vergangenheit – vor etwa dem Jahr 1990). Damit weisen die aktuellen, national verfügbaren Grundkonzepte den erst im Zuge dieses Projektes durch die Grundsatzstudie (vgl. Anhang A) festgestellten Mangel auf, dass die Treffsicherheit des λ -Faktoren Konzeptes für eine Vielzahl von Bauteilen sehr eingeschränkt ist. Dabei wird auch die Erfassung der teilschädigenden Wirkung von Spannungsspielen unter der anfänglichen Dauerfestigkeit weit unterschätzt, auch wenn die BZ-Mischung den tatsächlichen Betriebszügen entspricht. Zwar ist die Gefahr der Unterschätzung der Betriebsbeanspruchung sehr gering, jedoch führt die häufige Überschätzung zu einer signifikanten Unterschätzung der verfügbaren RLD (- Anm.: wegen logarithmischem Zusammenhang bedeutet eine Zunahme von $\Delta\sigma_e$ um 10 % eine Verkürzung der Gesamtlebensdauer von zumindest 25 %).

Weiters sehr nachteilhaft ist, dass gemessene günstigere BZ-Mischungen nur in sehr eingeschränkter Form in die Berechnung der RLD einfließen (z.B. in [5] nur pauschal über Streckenbelastung bzw. λ -Faktoren für Einzelzugsmischung aus EC-mix nutzbar).

Auch zusätzliche Messdaten, die die aktuelle Betriebsbeanspruchung deutlich besser charakterisieren (z.B. Dehnungs-Zeit-Verläufe für einzelne Zugsüberfahrten, lokale Beanspruchungskollektive) können in keinsten Weise miteinbezogen werden.

Daher erfolgten in [7] erste grundlegende Überlegungen zur verbesserten Prognose der RLD von Bestandstragwerken, die für dieses Forschungsprojekt auch als Grundlage dienen.

Grundlegende Überlegungen zur Frage wie Messdaten infolge Bauwerksmonitoring in eine Beurteilung von Bestandstragwerken einfließen könnten, finden sich auch in [30]. Dabei wird auch bereits auf eine baupraktische Umsetzung Bedacht genommen, sowie auch der für eine wirtschaftliche Lösung sinnvolle Gedanken formuliert, dass durch Messungen von Beanspruchungen grundsätzlich die Unschärfe der Beanspruchungsprognose deutlich geringer wird und damit auch die Teilsicherheitsfaktoren im Prognosemodell reduzierbar sind.

Im Zuge einer Evaluierung der Richtlinien der Deutschen und Schweizer Bahnen (DB und SBB) zur RLD-Beurteilung von stählernen Eisenbahnbrücken entwickelten Bassetti und Nussbaumer in [29] ein verbessertes stufenweises Vorgehen.

Es basiert weiterhin auf dem λ -Faktoren-Konzept (jedoch anstatt Schädigungsfaktor λ erfolgt die Bezeichnung mit Betriebslastfaktor α), mit der Einbeziehung aktuellerer Zugdaten. Damit verbleiben die oben erwähnten Schwächen des λ -Faktoren-Konzeptes. Die vorgeschlagenen Stufen 1 und 2 entsprechen der Vorgehensweise in ÖNORM B 4008-2, Anhang A [5], ohne und mit spezifischer Erfassung des Verkehrs der älteren Vergangenheit (vor etwa 1990). Die letzte Stufe 3 sieht eine numerische Simulation der Betriebszugsüberfahrten vor, mit anschließender Schädigungsberechnung nach Palmgren/Miner, unter Berücksichtigung der teilschädigenden Wirkung unter der anfänglichen Dauerfestigkeit – ähnlich wie in *Abschnitt 1.2.3* ausgeführt. Erwähnenswert ist der Gedanke auf zusätzliche Teilsicherheitsfaktoren zu verzichten, wegen der Tatsache, dass die verwendeten Ermüdungsfestigkeiten nach EN 1993-1-9 Fraktilwerte mit geringer Unterschreitungswahrscheinlichkeit (etwa 5 %) darstellen. Jedoch werden dann gezielte Inspektionsmaßnahmen vorgeschlagen, die erst ab einer Ermüdungsschädigung $D > 0,8$ zusätzlich zu den regulären Hauptprüfungen empfohlen werden. Diese sollten zumindest noch zweimal stattfinden, vor Ende der rechnerischen RLD des untersuchten Konstruktionsdetails. Erwähnenswert ist auch die Tatsache, dass die Simulation der BZ-Überfahrten für Bestandstragwerke unterschiedlichster Baujahre ergab, dass die Ermüdungsschädigung vor dem Jahre 1920 vernachlässigbar gering ist und deshalb bei noch älteren Tragwerken außer Acht bleiben kann. Bei sehr kurzen Einflusslinienlängen ist dieser Grenzwert sogar noch höher (etwa 1950).

In [31] analysieren Geißler et.al. die aktuellen Nachrechnungsregelwerke für Straßen- und Eisenbahnbrücken in Deutschland und erarbeiten erste Vorschläge wie Monitoringdaten dabei erfasst werden könnten. Den Schwerpunkt der Arbeit stellen Straßenbrücken dar und vor allem der Grenzzustand der Tragfähigkeit wird betrachtet.

Ein Konzept einer experimentellen Lebensdauerermittlung, ebenfalls auf Basis von Monitoringdaten, wird in [32] vorgestellt. In [33] werden die Ausführungen in [32] erweitert, auf Basis eines Sonderforschungsprojektes mit dem Titel: „Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung“. Im Beitrag wird auch auf die verschiedensten Messmethoden näher eingegangen.

Darüber hinaus finden sich in der Literatur eine Vielzahl von Beiträgen zu Einzeltragwerken, bei denen Monitoringmaßnahmen in die Beurteilung der RLD miteingeflossen sind. Beispielsweise zeigt [34] wie die rechnerischen Beanspruchungskollektive zur Beurteilung der RLD, auf Basis von Simulationen der Betriebszugsüberfahrten ergänzt und erweitert wurden durch Monitoringdaten auf Basis von Dehnungsmessungen (einerseits zur Kalibrierung des numerischen Modells anhand von Einzelzug-Messüberfahrten und andererseits gemessene Beanspruchungskollektive für repräsentative Zeiträume von etwa 3 Monaten). Bei der

Bewertung von Einzeltragwerken wurden mitunter auch Bruchmechanikkonzepte angewendet, wie beispielsweise in [35] für eine genietete Straßenbrücke dargestellt. In [36] erfolgte eine umfangreiche Analyse der verfügbaren RLD einer rissbehafteten Eisenbahnbrücke, unter Einbeziehung von umfangreichen Monitoringdaten auf Basis der Bruchmechanik. Die an einem häufig ausgeführten Konstruktionsdetail bei stählernen Eisenbahnbrücken festgestellten Ermüdungsrisse, führten auch zur Entscheidung die bisherigen Forschungstätigkeiten im Zuge dieses Projektes zu erweitern bzw. zu vertiefen und verschiedene Verstärkungsmöglichkeiten für dieses Detail zu entwickeln und deren Effizienz messtechnisch zu überprüfen.

1.3 Numerische Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchung und Vergleich mit Betriebsmessungen

1.3.1 Grundsätzliche praktische Vorgehensweise

1.3.2 Erfahrungen aus den Betriebsmessungen an drei Bestandstragwerken

1.3.3 Empfehlungen für die Ingenieurpraxis

1.4 Erfahrung aus den Schwingversuchen an Brücken und Brückenbauteilen mit Rissen

1.4.1 Schwingversuche an der Pinkabrücke

1.4.2 Schwingversuche an der Gnasbachbrücke

1.5 Grundkonzept für eine verbesserte Restlebensdauerberechnung aller stählernen Bestandsbrücken

1.6 Wöhlerlinienkonzept – Besonderheiten bei der Anwendung

1.7 Bruchmechanikkonzept – Besonderheiten bei der Anwendung

1.8 Literaturverzeichnis

[1] ÖNORM EN 1993-1-9, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung, 2010.

[2] prEN 1993-1-9: 2020, final draft, Eurocode 3, Design of steel structures, part 1.9 Fatigue.

[3] Richtlinie 805 (2022), Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, DB Netz AG.

-
- [4] Steffen S., Niemann P., Geißler K., Erläuterungen zur aktuell überarbeiteten Richtlinie 805 zur Bewertung von Ingenieurbauwerken der Deutschen Bahn, in: Stahlbau 91, Heft 2, 2022.
- [5] ÖNORM B 4008-2(2019), Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke, Teil 2: Brückenbau.
- [6] E. Haibach, Betriebsfestigkeit - Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung, Springer-Verlag, 2006.
- [7] Wirtschaftliche Prognose der Restlebensdauer von stählernen Eisenbahnbrücken mit offener Fahrbahn, FFG-Forschungsprojekt 845668, Gesamtbericht, Verfasser: Unterweger H., Kugler P., Institut für Stahlbau/TU Graz, Oktober 2016.
- [8] D. Radaj und M. Vormwald, Ermüdungsfestigkeit, Springer-Verlag, 2009.
- [9] Unterweger H., Improved remaining fatigue life of an orthotropic bridge deck – combination of analyses, test and measurements, in: Nordic Steel Construction Conference 2019, Kopenhagen, 18th-20th September 2019, Proceedings, 6 pages, September 2019
- [10] Unterweger H., Kugler P., Restlebensdauerberechnung von Straßen- und Eisenbahnbrücken – Prinzipielle Vorgehensweise und mögliche Weiterentwicklung, in: Bauakademie Biberach, 40. Stahlbauseminar, Seite 1-58, Feber 2018.
- [11] A. Hobbacher, Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components, International Institute of Welding (IIW), 2014.
- [12] Taras A., Unterweger H., Numerical methods for the fatigue assessment of welded joints – influence of misalignment and geometric weld imperfections, in: Engineering Structures and Technologies, Vol.9, Issue 1, page 9-24, 2017.
- [13] Unterweger H., Kugler P., Anwendung des Struktur- und Kerbspannungskonzepts in der Praxis – Hinweise und Erfahrungen für Quersteifenanschlussdetails, in: Stahlbau, Band 89, Heft 4, Seite 372-386, 2020.
- [14] A. Dowling und C. Townley, “The Effects of Defects on Structural Failure: A Two-Criteria Approach”, International Journal of Pressure Vessels and Piping, Nr. 3, pp. 77-137, 1975.
- [15] R. P. Harrison et.al., Assessments of the integrity of structures containing defects, CEGB-Report R/H.R6, 1976.
- [16] I. Milne, R.A. Ainsworth, A.R. Dowling und A. T. Stewart, “Assessment of the integrity of structures containing defects”, International Journal of Pressure Vessels and Piping, Nr. 32, pp. 3-104, 1988.
- [17] FKM Richtlinie, Bruchmechanischer Festigkeitsnachweis, VDMA Verlag, 2009.
- [18] Verbesserte Restlebensdauerprognosen auf Basis der Bruchmechanik, Forschungsbericht 126 Seiten, Verfasser: Unterweger H., Kugler P., Schörghofer A., Auftraggeber: ÖBB – Infrastruktur AG, Steering Board Projekt RLD++, 2018.

-
- [19] Genietete historische Stahlbrücken – Bestimmung der Restlebensdauer mit Bruchmechanikprognosen, Forschungsbericht 144 Seiten, Verfasser: Unterweger H., Derler C., Schörghofer A., Auftraggeber: ÖBB – Infrastruktur AG, Steering Board Projekt, 2019.
- [20] Unterweger H., Derler C., Fatigue tests and calibrated fracture mechanics approach for historical riveted steel girders, in: Journal of Constructional Steel Research, 176, 21 pages, 2021.
- [21] Unterweger H., Derler C., Ermittlung von Inspektionsintervallen für Rissprüfungen an historischen genieteten Eisenbahnbrücken auf Basis der Bruchmechanik – Teil 1, in: Stahlbau, Band 90, Heft 4, Seite 290-304, 2021.
- [22] Unterweger H., Derler C., Ermittlung von Inspektionsintervallen für Rissprüfungen an historischen genieteten Eisenbahnbrücken auf Basis der Bruchmechanik – Teil 2, in: Stahlbau, Band 90, Heft 5, Seite 378-385, 2021.
- [23] M. Kuna, Numerische Beanspruchungsanalyse von Rissen - Finite Elemente in der Bruchmechanik, Vieweg + Teubner, 2008.
- [24] FKM Richtlinie, Rechnerischer Festigkeitsnachweis für Maschinenbauteile, VDMA Verlag, 2012
- [25] J. Krebs, P. Hübner und M. Kaßner, „Eigenspannungseinfluss auf Schwingfestigkeit und Bewertung in geschweißten Bauteilen,“ in DVS-Berichte Band 234, 2. überarb. Aufl., Düsseldorf, DVS Media GmbH, 2012.
- [26] J. Krebs und M. Kaßner, „Influence of welding residual stresses on fatigue design of welded joints and components,“ in Welding in the World, Vol. 51, No 7/8, IIW-Doc. XIII-2126-06 / XV-1220-06, Journal of Welding, Paris, France, International Institute of Welding (IIW), 2007.
- [27] Kühn B., Lukič M., Nussbaumer A., et al; Assessment of existing steel structures: Recommendation for estimation of remaining fatigue life, JRC-report 43401, 2008
- [28] B. Kühn, R. Helmerich, A. Nussbaumer, H. P. Günther und S. Herion, „Beurteilung bestehender Stahltragwerke: Empfehlungen zur Abschätzung der Restnutzungsdauer,“ Stahlbau, Bd. 77, Nr. 8, pp. 595-607, 2008.
- [29] Bassetti A., Nussbaumer A., Stufenweises Vorgehen des Ermüdungsnachweises zur Beurteilung alter Stahlbrücken, Bericht ICOM 419, 2000.
- [30] Steffens N., Geißler K., Stein R.; Bewertung bestehender Brücken unter besonderer Berücksichtigung der Verkehrsbeanspruchung durch Bauwerksmonitoring, in: Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen, nach 2014.
- [31] Geißler K., Steffens N., Stein R., Grundlagen der sicherheitsäquivalenten Bewertung von Brücken mit Bauwerksmonitoring, in: Stahlbau 88, Heft 4, 2019.
- [32] Peil U., Mehdiapur M., Franz M., Scharff R.; Zuverlässige Lebensdauerbestimmung mit Hilfe von Monitoring, Stahlbau 71, Heft 2, 2002.

-
- [33] Peil U., Reininghaus M., Schandel J., Lebensdauer alter stählerner Bauwerke, in: Stahlbau 80, Heft 10, 2011.
 - [34] Meyer C., Bosshard M., Brühwiler E., Nachweise der Ermüdungssicherheit von Brücken – Monitoring-Projekt „Bahnbrücke Eglisau“ (Teil 1 + 2), in Stahlbau: 81, Heft 7 und Heft 11, 2012.
 - [35] Bruning J., et. al, Bewertung der Weiterverwendung einer alten Stahlbrücke auf der Grundlage bruchmechanischer Methoden, in: Stahlbau 74, Heft 10, 2005.
 - [36] Unterweger H., Derler C., Walzenbauernbrücke/Südbahnstrecke – Messwertgestützte bruchmechanische Analyse des Haupttragwerks und Auswirkungen auf zukünftigen Bahnbetrieb, ÖBB-Projekt 4300832033, Gesamtbericht, etwa 280 Seiten, März 2021

- noch nicht erfasste Literatur:

- [Z1] H. Unterweger und M. Kettler, Eisenbahnbrücke Kugelstein – Ermittlung der rechnerischen Restlebensdauer, Verifizierung der Ermüdungsschäden und Auswirkungen auf die Verstärkungsmaßnahmen und den Weiterbetrieb, Mai 2013.
- [Z2] H. Unterweger, A. Taras und H. Brunner, Vorschläge zur Neufassung der ONR 24008 – Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken, August 2012.
- [Z3] M. Olschnegger, Verbesserungen beim Nachweis der Restlebensdauer von Eisenbahnbrücken, Masterarbeit an der TU Graz, September 2015.
- [Z4] H. Unterweger und A. Taras, Praxisnahe Berechnungsmethoden für den Nachweis der Restlebensdauer stählerner Eisenbahnbrücken, Auftraggeber: ÖBB, Dezember 2010.
- [Z5] H. Unterweger, A. Taras und F. Novak, Untersuchungen der Restlebensdauer genieteteter Tragwerke, Projekt P-CON Nr. 830052012140, Auftraggeber: ÖBB, Juli 2013.

