

STAHLBAUKALENDER 2006

Grundlagen und Erläuterung der neuen Ermüdungsnachweise nach Eurocode 3

A. Nussbaumer, Dr., Dipl. Bauing. EPFL
H.-P. Günther, Dr.-Ing.

1 EINLEITUNG

1.1 GRUNDLAGEN DER MATERIALERMÜDUNG IM STAHLBAU

1.1.1 Allgemein

Die Materialermüdung bildet - zusammen mit Korrosion und Verschleiß - eine der grundlegenden Schadensursachen bei Tragelementen im Stahlbau [1], [2]. Materialermüdung kann auftreten, wenn ein Tragwerk häufig wiederholten Einwirkungen ausgesetzt ist. Ermüdung äußert sich in Form von Rissen, die sich an bestimmten Stellen innerhalb der Tragelemente bilden. Ermüdungsrisse können in unterschiedlichsten Konstruktionen auftreten, wie beispielsweise Flugzeugen, Schiffen, Fahrgestellen (von Kraftfahrzeugen, Lokomotiven oder Eisenbahnwagen), Kranen, Laufkranen, bestimmten Maschinenelementen, Turbinen, Reaktorbehältern, Schleusentoren, Förderplattformen im Meer, Strommasten, Antennenmasten und Kaminen. Allgemein lässt sich feststellen, dass bei Tragwerken unter wiederkehrenden veränderlichen Einwirkungen Schäden durch Rissbildung und Risswachstum entstehen können. Dieser Vorgang wird als *Ermüdung* bezeichnet. Er führt im Laufe der Zeit zum Verlust des Bauteilwiderstandes.

Ermüdungsrisse im Grundwerkstoff bilden sich meist im Bereich von Spannungsspitzen wie sie z.B. an Verarbeitungs-, Schweiß- oder Verbindungsdetails vorhanden sind. Der statische Widerstand von Verbindungen ist zwar größer als der Widerstand der verbundenen Teile, dennoch stellt die Verbindung vom Standpunkt der Ermüdung aus, die kritische Stelle innerhalb des Tragwerks dar.

Bild 1 zeigt schematisch eine Verbundbrücke unter Straßenlasten. Jedes Fahrzeug erzeugt beim Überqueren der Brücke veränderliche Beanspruchungen im Tragwerk. Die Beanspruchungen werden durch eventuell vorhandene Knotenbleche, die beispielsweise Querschotte und Hauptträger miteinander verbinden, beeinflusst. Aufgrund der geometrischen Diskontinuität konzentrieren sich an den Enden der Knotenbleche im Bereich des Schweißnahtfußes die Spannungen. Zugleich sind infolge des Schweißvorganges Schweißnahtimperfectionen und Zugeigenspannungen vorhanden. Dadurch kommt es zum Anriss und bei weiteren Lastwechsel zum Risswachstum.

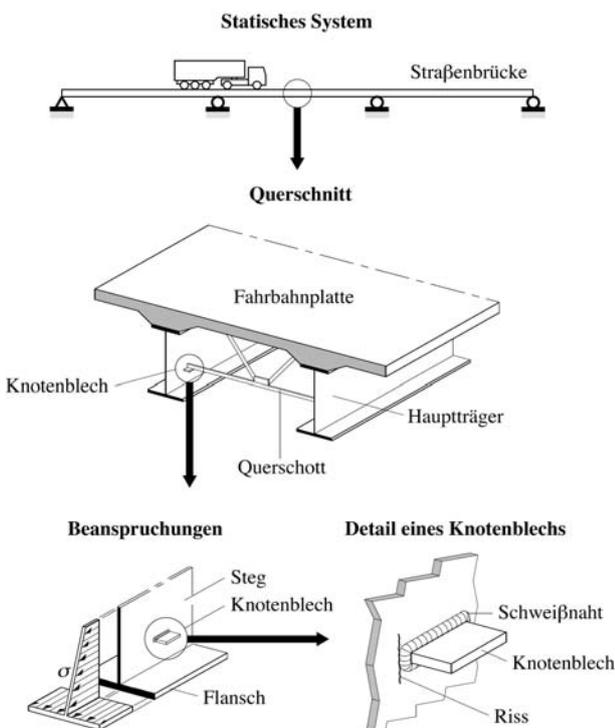


Bild 1. Stellen möglicher Ermüdungsrisse an einer Straßenbrücke

Systematische Forschungen auf dem Gebiet der Materialermüdung haben gezeigt, dass das gleichzeitige Vorhandensein von Spannungskonzentrationen (Kerben), Schweißnahtimperfectionen und Zugeigenspannungen die Ursache für die Bildung und das Wachstum von Ermüdungsrissen sein kann, auch wenn die vorhandenen Spannungen weit unter der Streckgrenze des Werkstoffes liegen.

Ermüdungsrisse bilden sich in der Regel im Bereich von Spannungskonzentrationen ausgehend von Schweißnahtimperfectionen mit einer Tiefe von einigen Zehntel-Millimetern. Das Risswachstum kann zum Versagen durch plastischen Bruch des Nettoquerschnittes oder durch Sprödbbruch führen. Die Versagensart hängt u.a. von den Werkstoffeigenschaften, der Bauteilgeometrie, der Temperatur und der Belastungsgeschwindigkeit ab. Die Bemessung von Tragwerken unter wiederkehrenden veränderlichen Einwirkungen erfordert daher zur Vermeidung von Ermüdungsbrüchen besondere Sorgfalt bei Entwurf und Herstellung sowohl der tragenden Bauteile als auch der Konstruktionsdetails. Die Qualitätssicherung soll gewährleisten, dass Größe und Anzahl der vorhandenen Schweißnahtimperfectionen die zulässigen Grenzwerte nicht überschreiten.

Die *Lebensdauer* eines Bauteils oder Konstruktionsdetails ist definiert als die Anzahl der Spannungswechsel infolge wiederholter veränderlicher Beanspruchungen bis zum Versagen. Die Lebensdauer hängt von mehreren Einflussgrößen ab, die in vier Gruppen unterteilt werden können:

- Spannungsschwingbreite,
- Grad der Kerbwirkung bzw. Geometrie des Konstruktionsdetails,
- Werkstoffeigenschaften,
- Umwelteinflüsse.

Diese sind in den folgenden Abschnitten erklärt.

1.1.2 Einflussgrößen auf die Lebensdauer

1.1.2.1 Spannungsschwingbreite

Ermüdungsversuche ergaben, dass für geschweißte Konstruktionsdetails die wesentliche Einflussgröße die *Spannungsschwingbreite* $\Delta\sigma$ darstellt. Die Spannungsschwingbreite ergibt sich aus der Differenz der maximalen und minimalen Spannungen, die auch als Ober- bzw. Unterspannung bezeichnet werden. Bild 2 zeigt die Änderung der Spannung σ in Abhängigkeit von der Zeit t für eine Beanspruchung mit konstanter Amplitude. Die Spannung schwankt zwischen σ_{\min} und σ_{\max} .

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \quad (1)$$

σ_{\max} Maximalspannung (mit Vorzeichen)

σ_{\min} Minimalspannung (mit Vorzeichen)

Andere Parameter wie beispielsweise die Maximalspannung σ_{\max} und die Minimalspannung σ_{\min} , das Spannungsverhältnis $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ oder auch die Frequenz der Spannungswechsel können - insbesondere bei geschweißten Tragwerken - für die Bemessung vernachlässigt werden.

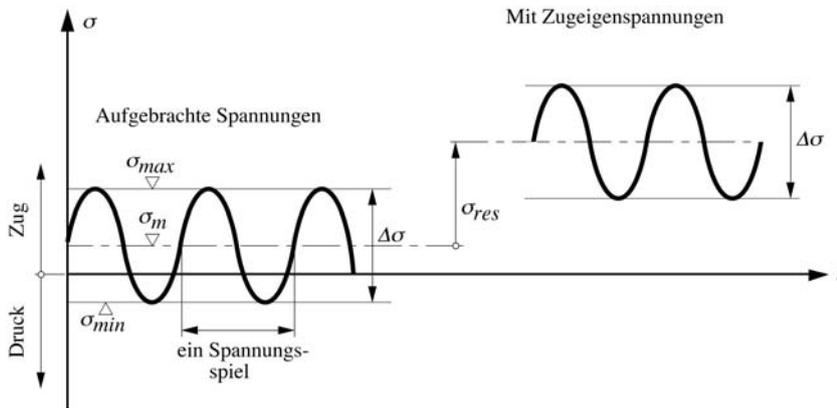


Bild 2. Definition der Spannungen und Einfluss von Zugeigenstressungen

Liegt ein Teil des Spannungswechsels im Druckbereich, könnte man annehmen, dass sich die Lebensdauer eines Bauteils infolge Risschließeffekten erhöht. Dies ist jedoch bei geschweißten Bauteilen im Allgemeinen nicht der Fall, da infolge der Schweißung Zugeigenstressungen σ_{res} entstehen. Rissbildung und -wachstum hängen jedoch von der Summe aus aufgetragenen Spannungen und Eigenstressungen ab (Bild 2). Dies führt dazu, dass bei geschweißten Bauteilen am Ort der Rissentstehung der gesamte Teil des Spannungswechsels im Zugbereich liegt, vgl. Bild 2) und dadurch aufgetragene Spannungswechsel im Druckbereich nahezu keinen Einfluss auf die Lebensdauer haben. In bestimmten Fällen lässt sich die Lebensdauer durch Erzeugung von Druckeigenstressungen nach dem Schweißen mittels Nachbehandlung erhöhen (siehe Abschnitt 6.3.1).

1.1.2.2 Kerbwirkung und Geometrie des Konstruktionsdetails

Kerben jeglicher Art (Querschnittsprünge, Lochschwächungen, Werkstofffehler, Schweißnähte) führen zu einer Störung des Kraftflusses innerhalb eines Bauteils und verursachen dadurch starke örtliche Spannungsspitzen und bewirken mehrachsige Spannungszustände. Die Geometrie des Konstruktionsdetails ist daher entscheidend für den Entstehungsort und das Wachstum von Ermüdungsrissen. Bei Betrachtung von Bild 1 lassen sich drei verschiedene Kategorien geometrischer Einflüsse unterscheiden:

- Einfluss der Tragwerksgeometrie, beispielsweise des Querschnittstyps,
- Einfluss von Spannungskonzentrationen, beispielsweise im Bereich des Knotenbleches,
- Einfluss von Schweißnahtimperfectionen.

Die Einflüsse von Tragwerksgeometrie und Spannungskonzentrationen lassen sich durch sorgfältige Planung der Konstruktionsdetails günstig beeinflussen. Der konstruktiven Gestaltung kommt eine besondere Bedeutung zu, da sprunghafte Änderungen der Geometrie (beispielsweise durch das Knotenblech) den Spannungsfluss stören. Den Spannungsfluss innerhalb eines Bauteils kann man sich anschaulich als Strömungslinien vorstellen. Je stärker die Strömungslinien an einer Kerbstelle abgelenkt werden, desto höher ist die Kerbwirkung. Analog hierzu sind die Spannungen am Fuß des Knotenbleches größer als die aufgetragenen Spannungen. Dies erklärt die Entstehung von Spannungskonzentrationen im Bereich von Knotenblechen, Schraubenlöchern und Schweißnähten oder bei Änderungen des Querschnittes.

Der Einfluss von Schweißnahtimperfectionen kann durch die Verwendung geeigneter Herstellungs- und Prüfverfahren reduziert werden. Damit lässt sich gewährleisten, dass die Imperfectionen die Grenzwerte der entsprechenden Qualitätsstufe nicht überschreiten (siehe Abschnitt 2.4.2). Schweißnahtimperfectionen können sowohl infolge Schweißung entstehen (Risse, Bindefehler, Durchschweißfehler, Einbrandkerben, etc.) als auch infolge Walzen oder Schleifen (Kerben, etc.) sowie durch lokale Korrosion. Schweißnahtimperfectionen können, je nach Form und Größe, die Lebensdauer eines geschweißten Bauteiles erheblich verringern, insbesondere wenn sie sich im Bereich von Spannungskonzentrationen befinden.

1.1.2.3 Werkstoffeigenschaften

Versuche an nicht geschweißten Bauteilen zeigten, dass sich die chemische Zusammensetzung, die mechanischen Eigenschaften sowie die mikroskopische Struktur der Metalle teilweise stark auf die Lebensdauer auswirken. Bei nicht geschweißten Bauteilen hat eine erhöhte Zugfestigkeit in der Regel einen günstigen Einfluss auf die Lebensdauer. Dies ist vor allem auf eine vergrößerte Rissentstehungsphase zurückzuführen; das Risswachstum hingegen bleibt davon unbeeinflusst. Bei geschweißten Bauteilen kann dieser Effekt jedoch nicht beobachtet werden, da deren Lebensdauer hauptsächlich aus der Risswachstumsphase besteht. Der Einfluss der Werkstoffzugfestigkeit kann folglich bei der Bemessung vernachlässigt werden.

1.1.2.4 Umwelteinflüsse

Korrosive Umwelteinflüsse (Luft, Wasser, Säure, etc.) können die Lebensdauer von Stahlbauteilen stark reduzieren. In feucht-korrosiver Umgebung verläuft das Risswachstum - insbesondere bei Tragelementen aus Aluminium - deutlich schneller. Ermüdungsbeanspruchte Konstruktionen in korrosiver Umwelt, wie zum Beispiel Ölplattformen, erfordern daher geeignete Schutzmaßnahmen (Anstrich, kathodischer Schutz, etc.). Die Oberflächenkorrosion wetterfester Stähle dagegen hat bei geschweißten Konstruktionen im Bauwesen praktisch keinen Einfluss auf das Ermüdungsverhalten, vgl. Abschnitt 2.2.2; lokale Korrosion kann zwar die Ursache für die Entstehung von Ermüdungsrissen sein, sie ist jedoch weniger gefährlich als die Schweißnahimperfectionen infolge Schweißung.

Temperatureinflüsse können in Bezug auf die Geschwindigkeit des Risswachstums vernachlässigt werden. Die kritische Rissgröße kann sich hingegen bei tiefen Temperaturen erheblich reduzieren und einen vorzeitigen Sprödbruch herbeiführen (siehe Abschnitt 1.2.3).

1.1.3 Ermüdungsfestigkeit

Die Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit von Konstruktionsdetails erfolgt mit Hilfe von Ermüdungsversuchen. Der wichtigste Versuch zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen ist der *Wöhler*-versuch. Der Versuch wurde von *Wöhler* [3] entwickelt, um die Ursache von Brüchen an Eisenbahnachsen zu untersuchen. Für vorgegebene Beanspruchungsverhältnisse (i.A. für konstante Mittelspannung σ_m) werden mehrere möglichst identische Prüfkörper im einfachsten Fall sinusförmig solange belastet, bis sie entweder zu Bruch gehen oder bei einer definierten Grenzlastspielzahl kein Bruch mehr eintritt. Im *Wöhler*liniendiagramm werden anschließend die Versuchsergebnisse dargestellt: auf der Abszisse wird die Anzahl Spannungswechsel N bis zum Bruch (oder bis zu einer zuvor definierten Rissgröße) aufgetragen, auf der Ordinate die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$, vgl. Bild 3. Bei Verwendung eines doppelt-logarithmischen Maßstabes kann der Mittelwert der Versuchsergebnisse im Bereich zwischen etwa $5 \cdot 10^4$ und $5 \cdot 10^6$ Spannungswechseln durch eine Gerade gemäß folgender Gleichung dargestellt werden, die auch als Ermüdungsfestigkeitskurve bzw. *Wöhler*linie bezeichnet wird:

$$N = C \cdot \Delta\sigma^{-m} \quad (2)$$

mit

- N Anzahl Spannungswechsel
- C Konstante
- $\Delta\sigma$ Spannungsschwingbreite
- m Geradenneigung (Mittelwert der Versuchsergebnisse)

Durch logarithmische Umformung ergibt sich die Geradengleichung:

$$\log N = \log(C) - m \cdot \log(\Delta\sigma) \quad (3)$$

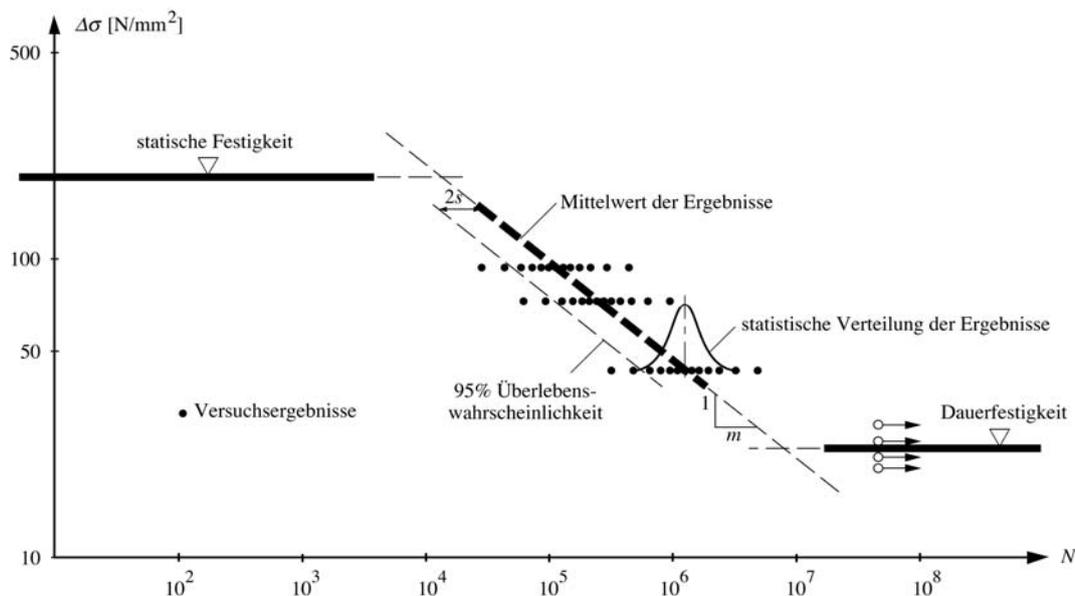


Bild 3. Versuchsergebnisse bei Beanspruchung mit konstanter Amplitude [1]

Die Gerade wird an ihrem oberen und unteren Ende durch horizontale Linien begrenzt. Die obere Grenze (großes $\Delta\sigma$) wird als statische Festigkeit bezeichnet. Der Bereich zwischen 10 und ca. $5 \cdot 10^4$ Spannungswechseln wird *oligozyklische Ermüdung* genannt (Ermüdung infolge plastischer Verformungen). Die statische Festigkeit ist vor allem für Erdbebenbeanspruchungen von Bedeutung. Bei Erdbeben treten im Allgemeinen eine geringe Anzahl Spannungswechsel auf, wobei jedoch die Spannungsschwingbreite groß ist.

Die untere Grenze der Geraden (kleines $\Delta\sigma$) stellt die *Dauerfestigkeit* dar: dies bedeutet, dass eine Beanspruchung unterhalb dieser Grenze auch bei einer großen Anzahl Schwingspiele ($> 10^8$) nicht zur Bildung von Ermüdungsrissen führt. Die Dauerfestigkeit ist für Bauteile von Bedeutung, die einer großen Anzahl von Schwingspielen bei kleiner Spannungsschwingbreite unterliegen. Bei Aluminium lässt sich keine echte Dauerfestigkeit feststellen, da die untere Grenze eher einer leicht abfallenden Geraden entspricht. Die Dauerfestigkeit von Konstruktionsdetails kann nur über Versuche mit konstanter Spannungsamplitude ermittelt werden.

Bei der Erstellung von Ermüdungsfestigkeitskurven ist darauf zu achten, dass die Prüfkörper möglichst eine ausreichende Größe haben müssen, um das Konstruktionsdetail und die darin enthaltenen Eigenspannungen realistisch wiederzugeben. Zudem werden eine bestimmte Anzahl Versuche erforderlich, um die Streuung der Ergebnisse festzustellen. Denn auch bei konstanten Versuchsbedingungen ist die Anzahl der Lastwechsel bis zum Bruch selbst für scheinbar identische Prüfkörper unterschiedlich, da die Einflussgrößen bezüglich der Lebensdauer stets gewissen Schwankungen unterliegen. Bei der Festlegung von Ermüdungsfestigkeitskurven ist daher die Streuung der Versuchsergebnisse zu berücksichtigen. Es werden Werte zugrunde gelegt, die eine bestimmte Überlebenswahrscheinlichkeit (beispielsweise 95 %) darstellen. Die Aussagewahrscheinlichkeit (oder Vertrauenswahrscheinlichkeit) entspricht dabei einem definierten Wert (beispielsweise 75 %). Die genaue Lage der Kurve richtet sich zudem nach der Anzahl verfügbarer Versuchsergebnisse. Falls genügend Versuche vorliegen (> 60), entsprechen die Werte für die Überlebenswahrscheinlichkeit den Mittelwerten der Versuchsergebnisse minus der doppelten Standardabweichung $2 \cdot s$ (Bild 3).

1.1.4 Schadensakkumulation

1.1.4.1 Allgemein

Die Kurven zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit bzw. *Wöhlerlinien*, vgl. Bild 3, wurden mit Hilfe von Versuchen ermittelt, bei denen die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ konstant war. Die wirklichen Beanspruchun-

gen in einem Tragwerk (beispielsweise infolge einer Lastwagensüberfahrt, siehe Bild 1, bestehen jedoch aus sich ändernden Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_i$. Es stellt sich daher die Frage, wie sich die Veränderlichkeit der Beanspruchungen auf die Lebensdauer auswirkt.

Mit Hilfe von Schadensakkumulationshypothesen können Schwingfestigkeitsdaten, die bei konstanter Spannungsschwingbreite ermittelt wurden (*Wöhlerlinien*), zur Lebensdauervorhersage bei veränderlichen Spannungsschwingbreiten verwendet werden.

Die Annahme einer linearen Schädigung führt zu der einfachsten Hypothese der *Miner-Regel* [4]. Diese lineare Schädigungshypothese geht davon aus, dass bei einer mehrstufigen Beanspruchung jede Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$, die n_i -mal auftritt, einen Schädigungsanteil am Bruchversagen bewirkt, der durch den Quotienten n_i/N_i gebildet wird. Hierbei ist N_i die der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$ zugeordnete Bruchlastspielzahl der *Wöhlerlinie* des betreffenden Bauteils. Ist der funktionale Verlauf des Spannungskollektivs bekannt, kann anstelle einer Summation auch eine integrale Schädigungsberechnung erfolgen. Definitionsgemäß tritt Versagen (Bruch) ein, wenn die Schadenssumme der Teilschädigungen den theoretischen Wert $D_{\text{tot}} = 1,0$ erreicht, siehe Gleichung (4). Graphisch ist dies in Bild 4 dargestellt. Der Reihenfolge der einzelnen Spannungsschwingspiele $\Delta\sigma_i$ hat auf das Ergebnis keinen Einfluss.

$$D_{\text{tot}} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots = \sum \frac{n_i}{N_i} = \int_0^{n_{\text{max}}} \frac{dn}{N} \leq 1,0 \quad (4)$$

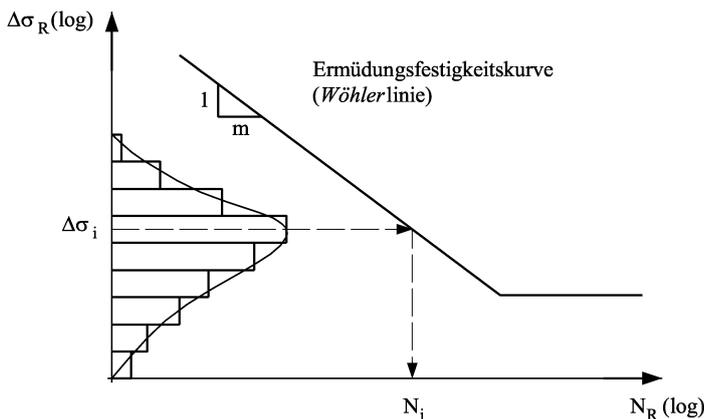


Bild 4. Schädigungsberechnung nach *Miner*

Die lineare Schädigungshypothese geht in ihrer ursprünglichen Form davon aus, dass Spannungsschwingbreiten unterhalb der Dauerfestigkeit keine Schädigung bewirken. Untersuchungen in [5] und [6] haben jedoch gezeigt, dass je nach Form des Spannungskollektivs auch Spannungen unterhalb der Dauerfestigkeit einen Schädigungsbeitrag hervorrufen und demzufolge die Lebensdauer überschätzt wird. Ursache hierfür ist die bei einer regellosen Beanspruchung im Allgemeinen beobachtete Absenkung der Dauerfestigkeitsgrenze. Eine vereinfachte Möglichkeit, den Dauerfestigkeitsabfall bei der Schädigungsberechnung zu berücksichtigen, besteht darin, die *Wöhlerlinie* unterhalb der Dauerfestigkeit mit geringerer Neigung fortzusetzen. Einem Vorschlag von *Haibach* [7] zufolge ist der Neigungskoeffizient der abgeknickten Geraden mit $2 \cdot m - 1$ anzusetzen.

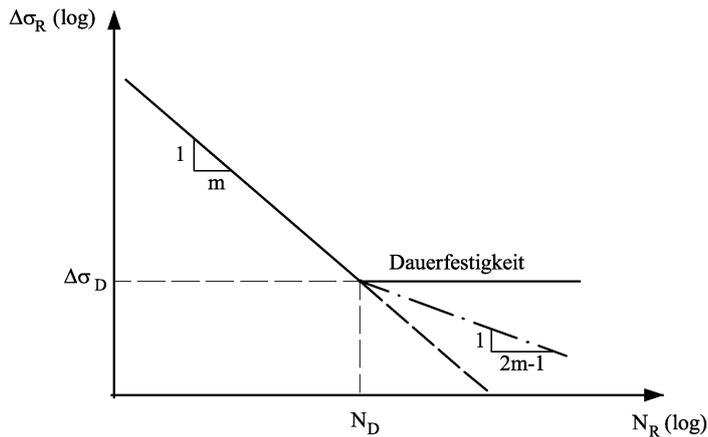


Bild 5. Modifikation der *Wöhlerlinie* zur Berücksichtigung von Spannungsschwingbreiten unterhalb der Dauerfestigkeit

Die Schädigungsberechnung kann auf der sicheren Seite auch mit einer *Wöhlerlinie* erfolgen, die linear bis auf die Nullgrenze verlängert wird, gemäß Gleichung (2) für den gesamten $\Delta\sigma$ - N -Bereich, d.h. ohne Berücksichtigung der Dauerfestigkeit. Dies hat zur Folge, dass bei der Schadensakkumulation alle Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma_i$ berücksichtigt und so die wirkliche Lebensdauer unterschätzt wird. Im Normalfall liegt dieser Ansatz weit auf der sicheren Seite, ist jedoch z.B. bei starker Korrosionsbeanspruchung zutreffend oder wenn gelegentlich Überlasten auftreten wie bei Ölplattformen oder bei Flugzeugen.

1.1.4.2 Äquivalente Spannungsschwingbreite

Zur Vereinfachung des Ermüdungssicherheitsnachweises ist es auch möglich eine äquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_E$ einzuführen, die bei einer bestimmten Anzahl von Spannungsschwingspielen und bei gegebener Ermüdungsfestigkeitskurve den gleichen Gesamtschaden D ergibt, wie ein bestimmtes Spannungskollektiv. Durch Gleichsetzen von (2) und (4) ergibt sich folgende Gleichung für die äquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_E$:

$$\Delta\sigma_E = \left(\frac{D}{N_{\text{tot}}} \cdot \sum_{i=1}^k \Delta\sigma_i^m \cdot n_i \right)^{\frac{1}{m}} \quad (4)$$

mit

D Gesamtwert der Schädigung

N_{tot} Gesamtanzahl der Spannungsschwingspiele

k Anzahl der Spannungsschwingbreiten

m Steigung der Ermüdungsfestigkeitskurve bzw. *Wöhlerlinie*

Durch Bezug von Gleichung (4) auf $2 \cdot 10^6$ Spannungsschwingspiele ergibt sich:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \left(\frac{N_{\text{tot}}}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{m}} \cdot \Delta\sigma_E = \left(\frac{D}{2 \cdot 10^6} \cdot \sum_{i=1}^k \Delta\sigma_i^m \cdot n_i \right)^{\frac{1}{m}} \quad (5)$$

Der Wert von $\Delta\sigma_E$ bzw. $\Delta\sigma_{E,2}$ entspricht einer Art Mittelwert der Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_i$, wobei letztere mit dem Exponenten m (Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurve) gewichtet werden. Dies bedeutet, dass bei Verdopplung eines Wertes $\Delta\sigma_i$ dessen Einfluss bei der Ermittlung der äquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2}$ um den Faktor acht (für $m = 3$) steigt. Die Verwendung der äquivalenten Spannungsschwing-

breite $\Delta\sigma_{E,2}$ ist vor allem dann von Vorteil, wenn die Ermüdungsfestigkeitskurven parallel verlaufen, wie dies z.B. nach EN 1993-1-9 der Fall ist. Dadurch vereinfacht sich der Nachweis der Ermüdungssicherheit erheblich.

Bei der Verwendung von Ermüdungsfestigkeitskurven wie sie z.B. der EN 1993-1-9 zugrunde liegen, d.h. mit unterschiedlichen Steigungen $m_1 = 3$ und $m_2 = 2 \cdot m_1 - 1 = 5$, einer Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ sowie einem Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$, vgl. Bild 23, lässt sich die äquivalente Spannungsschwingbreite aus einem vorhandenen Spannungskollektiv wie folgt berechnen [8]:

$$\Delta\sigma_E = \left[\frac{D}{N_{\text{tot}}} \cdot \left(\sum_{i=1}^k \Delta\sigma_i^{m_1} \cdot n_i + \frac{1}{\Delta\sigma_D^2} \sum_{j=1}^l \Delta\sigma_j^{m_2} \cdot n_j \right) \right]^{1/m_1} \quad (6)$$

und für $\Delta\sigma_E < \Delta\sigma_D$:

$$\Delta\sigma_E = \left[\frac{D}{N_{\text{tot}}} \cdot \left(\Delta\sigma_D^2 \cdot \sum_{i=1}^k \Delta\sigma_i^{m_1} \cdot n_i + \sum_{j=1}^l \Delta\sigma_j^{m_2} \cdot n_j \right) \right]^{1/m_2} \quad (7)$$

mit

σ_D Dauerfestigkeit bei konstanter Spannungsschwingbreite (Einstufenkollektiv), vgl. Bild 23

k Anzahl der Spannungsschwingbreiten mit Werten oberhalb von σ_D

l Anzahl der Spannungsschwingbreiten mit Werten unterhalb von σ_D und oberhalb σ_L

1.1.5 Konzept des Schadensäquivalenzfaktors

Ein Ermüdungsnachweis auf Grundlage der Theorie der Schadensakkumulation, vgl. z.B. [1], erfordert folgende allgemeine Festlegungen:

- eine wirklichkeitsnahe Modellierung der Einwirkungen,
- eine praxisgerechte Beschreibung des Materialverhaltens unter Wechselbeanspruchung,
- ein den Anforderungen entsprechendes Zuverlässigkeitskonzept.

Für die Ingenieurpraxis stellt die Ermittlung der betrieblichen Beanspruchung, d.h. die Anzahl als auch die Häufigkeit einzelner Lastwechsel während der gesamten Lebensdauer eines Tragwerks, einen unvermeidbar hohen Aufwand dar. In vielen Normen und Richtlinien wurde daher der Ermüdungsnachweis unter Einführung von sogenannten Schadensäquivalenzfaktoren derart aufbereitet, dass auch ohne Kenntnis der realen Betriebsbeanspruchung der Nachweis geführt werden kann.

In Bild 6 ist zum Vergleich auf der linken Seite der Ermüdungsnachweis mittels Schadensakkumulation unter Verwendung von realen Betriebslasten (links) und auf der rechten Seite der Ermüdungsnachweis mittels Schadensäquivalenzfaktoren unter Verwendung eines einfachen Ermüdungslastmodell dargestellt.

Der Ermüdungsnachweis mittels Schadensakkumulation (Bild 6 links) erfordert mehrere Berechnungsschritte, vgl. auch [1]:

1. Festlegung von möglichst realen Ermüdungslasten in Form vereinfachter Verkehrslastmodelle, die je nach dem zu betrachtenden Konstruktionsdetail auf die entsprechende Einflusslinie gesetzt werden.
2. Bestimmung des Spannungs-Zeit-Verlaufs an dem zu betrachtenden Konstruktionsdetail unter Berücksichtigung der Art und des Verlaufs der Einflusslinien, sowie ggf. dynamischer Vergrößerungsfaktoren.
3. Berechnung des Histogramms der Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_i$ (Beanspruchungskollektiv), unter Verwendung geeigneter Zählverfahren, wie z.B. Rainflow- oder Reservoir-Methode.

4. Berechnung der Schadensakkumulation, z.B. unter Verwendung der linearen Schadensakkumulationstheorie nach *Miner*.
5. Ermüdungsnachweis unter Berücksichtigung entsprechender Teilsicherheitsfaktoren:
 - a. als Schädigungsnachweis in der Form $D_{tot} \leq 1,0$. Der Ermüdungsnachweis ist erfüllt wenn die Schadenssumme kleiner dem maximalen Schädigungswert von 1,0 ist. Für die Ermittlung der Schadenssumme ist vorab die Kenntnis der entsprechenden Kerbgruppe bzw. *Wöhlerlinie* erforderlich.
 - b. als Spannungsnachweis unter Verwendung der schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2}$, siehe Gleichung (8), und Vergleich mit den Werten der Ermüdungsfestigkeit bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen.

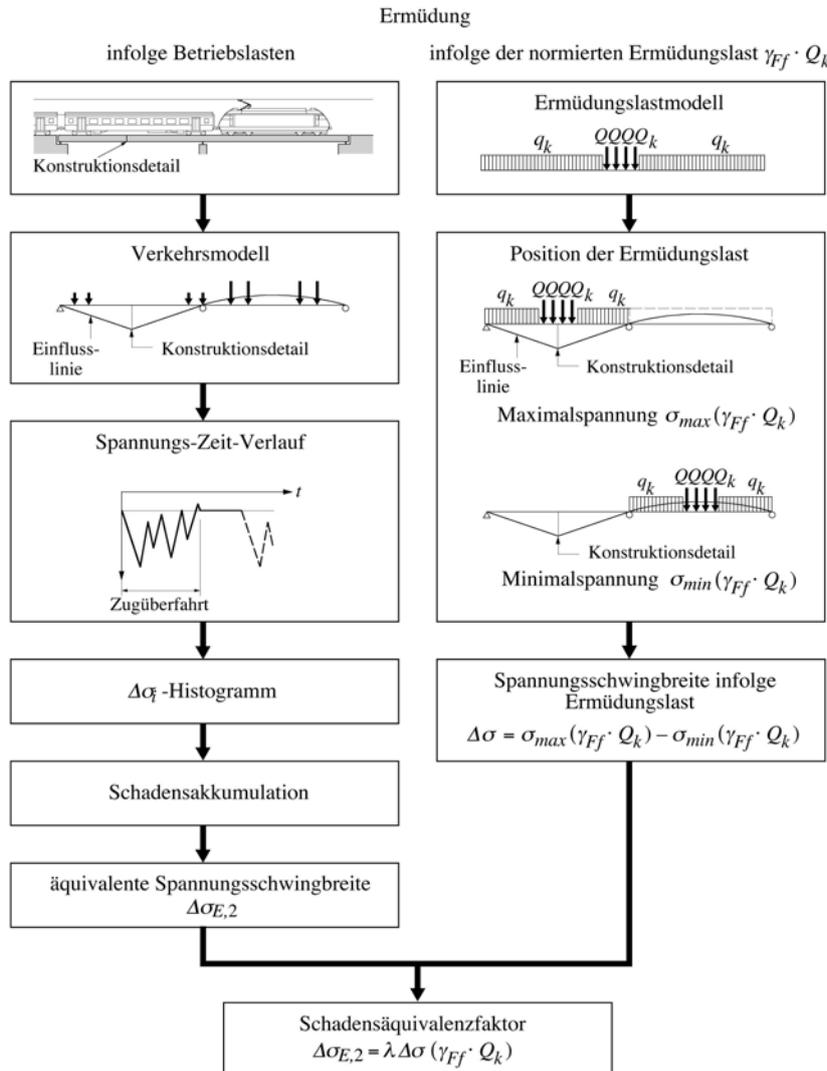


Bild 6. Schematische Darstellung der Herleitung des Schadensäquivalenzfaktors

Im Vergleich zu den üblichen statischen Berechnungen, bei denen im Allgemeinen einfache Lastmodelle verwendet werden, ist diese Vorgehensweise jedoch verhältnismässig aufwändig und für die praktische Anwendung ungeeignet

Die Berechnung kann aber vereinfacht werden, indem unter Verwendung eines einfachen Ermüdungslastmodells und dessen jeweils ungünstige Anordnung auf der entsprechenden Einflusslinie des zu betrachtenden Konstruktionsdetails eine Maximalspannung σ_{max} und Minimalspannung σ_{min} berechnet

wird, siehe rechte Seite von Bild 6. Die aus diesem Ermüdungslastmodell resultierende Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma(\gamma_{FF}Q_k)$ ist zwar einfach zu ermitteln, sie entspricht jedoch keineswegs der Ermüdungseinwirkung infolge den realen Betriebslasten. Um einen Wert zu erhalten, der mit der äquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2}$ übereinstimmt, ist der Wert von $\Delta\sigma(\gamma_{FF}Q_k)$ wie mit einem Schadensäquivalenzfaktor λ wie folgt zu verknüpfen:

$$\lambda = \frac{\Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma(\gamma_{FF} \cdot Q_k)} \quad (8)$$

Die Bestimmung des Schadensäquivalenzfaktors beruht i.d.R. auf der Annahme der linearen Schadensakkumulationshypothese in Verbindung mit entsprechenden Zählverfahren (Rainflow, bzw. Reservoir). Die Berücksichtigung von Reihenfolgeeffekten als Ergebnis einer regellosen Betriebsbeanspruchung ist daher nicht erfassbar. Die Ermittlung von Schadensäquivalenzfaktoren erfordert weiterhin eine Festlegung von vereinheitlichten *Wöhlerlinien* für unterschiedliche Konstruktionsdetails, wie dies z.B. in EN 1993-1-9 der Fall ist. Die Auswahl des vereinfachten Ermüdungslastmodells sollte sich am realen Betriebslastmodell orientieren um ggf. unetw. Verläufe der Schadensäquivalenzfaktoren zu vermeiden. Ausführlichere Angaben zu den in den Eurocodes enthaltenen Ermüdungslasten sowie zum Schadensäquivalenzfaktor sind in den Abschnitten 4.1 und 4.2 gegeben.

1.2 NEUORDNUNG DER EUROCODE REGELN

1.2.1 Eurocodes für den Stahlbau

Innerhalb der Europäischen Union erfolgt die technische Regulierung im Konstruktiven Ingenieurbau über die Bauproduktenrichtlinie als Basis für Produktnormen, Herstellungs- und Liefernormen für Bauteile sowie für Bemessungsnormen. Die von der Europäischen Kommission für Normung CEN erarbeiteten Bemessungsnormen umfassen 10 Eurocodes mit insgesamt 58 Teilen sowie mehrere hunderte Produkt-, Herstellungs- und Liefernormen. Hinzu kommen noch ca. 170 Europäische Technische Zulassungen (ETA's) inklusive Richtlinien für die Europäische Technische Zulassungen (ETAG's) die von der Europäischen Organisation für technische Zulassungen (EOTA) betreut werden.

Die europäische Normensituation im Stahlbau (Eurocode 3) geht aus Bild 7 hervor. Hierin kennzeichnet die Farbauswahl auch den aktuellen Bearbeitungsstand. Insgesamt besteht der Eurocode 3 „Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten“ aus 20 Teilen sowie 3 relevante Teile Eurocode 4 „Verbundbau“. Der Kern bildet die sogenannte Grundnorm EN 1993-1 „Grundlagen und Hochbau“, der wiederum aus 11 Teilen 1-1 bis 1-11 besteht, zu denen noch ein Teil 1-12 für höherfeste Stähle (S500 bis S700) hinzukommt.

Neben den Grundnormen enthält Eurocode 3 noch sogenannte Anwendungsnormen wie z.B. der Teil 2 „Stahlbrücken“ oder der Teil 6 „Kranbahnen“ die sich auf spezielle Anwendungsbereiche bzw. Bauten beziehen und auf die Grundlagenteile Bezug nehmen.

Innerhalb der Grundnormen wird die Materialermüdung in zwei Teilen behandelt: das ist in erster Linie der Teil 1-9 „Ermüdung“ und in gewisser Weise auch der Teil 1-10 „Stahlartenwahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung“.

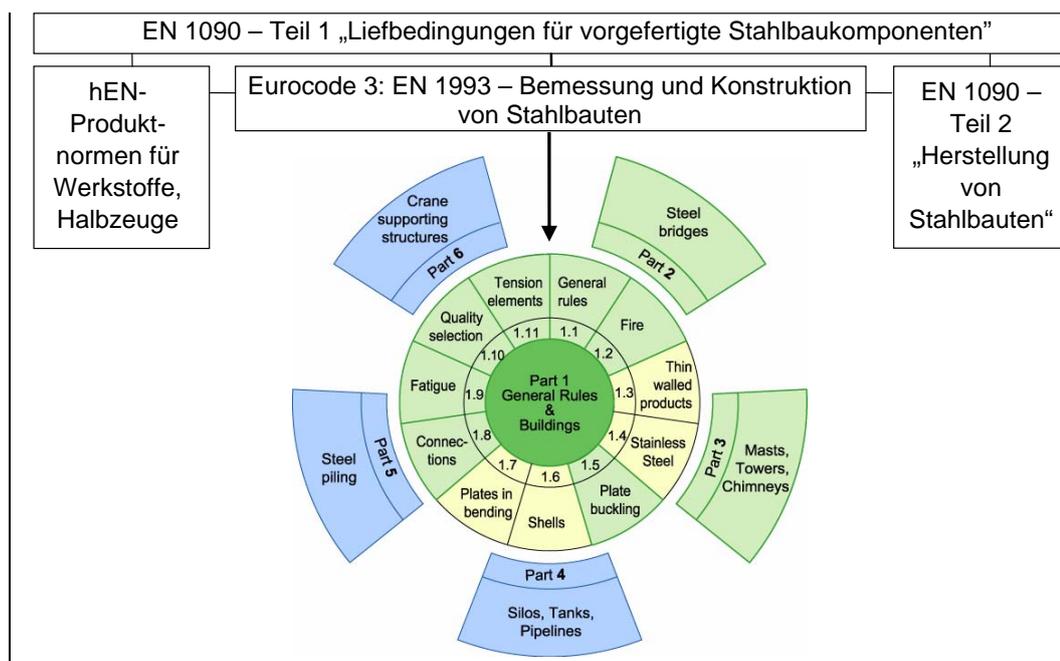


Bild 7. Übersicht über das Europäische Normensystem für den Stahlbau [9]

1.2.2 Regelungen zur Materialermüdung in Eurocode 3 Teil 1-9 (EN 1993-1-9)

Während der Überarbeitung der ENV-Fassungen in die endgültigen EN-Fassungen wurde vom CEN-TC250 Komitee eine Neustrukturierung vorgenommen, die insbesondere auch die Regeln zur Materialermüdung betrafen. Hinsichtlich der Materialermüdung im Stahlbau wurde vereinbart, dass alle Regeln zur Ermüdung, die in den alten ENV-Fassungen noch in den einzelnen Anwendungsnormen enthalten waren, zu einem neuen Grundlagenteil 1-9 zusammengefasst werden sollen, vgl. auch Tabelle 1. In diesem neuen Grundlagenteil EN 1993-1-9 „Ermüdung“ [10] sind nun alle allgemein gültigen Regelungen für den Nachweis der Ermüdung bei Stahlkonstruktionen zusammengefasst. Es sind dies im Wesentlichen die Kapitel 9 der ehemaligen ENV-Versionen der Teile 1 bis 7, vgl. hierzu auch [11]. Damit können Wiederholungen und insbesondere das Risiko von Widersprüchen reduziert werden. Dennoch können nicht alle Elemente des Ermüdungsnachweises im neuen Teil 1-9 integriert werden. Angaben zu den Einwirkungen sind materialunabhängig und daher in prEN 1991 geregelt, des Weiteren sind einige Ermüdungsphänomene bautypenspezifisch (Brücken, Türme, Masten, Kamine usw.) und daher weiterhin in den entsprechenden Anwendungsteilen von EN 1993 enthalten.

Die Angaben in prEN 1991 Teil 1 bis 5 und EN 1993-1-9 erlauben einen vereinfachten Ermüdungsnachweis unter Verwendung von *Wöhler*linien, aber auch eine detaillierte Berechnung unter Anwendung der Schadensakkumulation, so dass dann z.B. auch eine Beurteilung der Restlebensdauer möglich ist. Für den in der Praxis tätigen Ingenieur ist jedoch der vereinfachte Nachweis anwenderfreundlicher und effizienter, und bei der Bemessung vorzuziehen.

Der Grenzzustand der Materialermüdung ist gekennzeichnet durch eine Rissfortschrittsphase verbunden mit einem abschließenden Bruch des Bauteils. Die Betrachtung des Grenzzustands der Materialermüdung erfordert daher auch stets eine Beurteilung des Bruch- bzw. Spröbruchverhaltens von Bauteilen, das durch die Materialzähigkeit, Einsatztemperatur und Bauteildicke beeinflusst wird. Im folgenden Abschnitt wird daher Eurocode 3 Teil 1-10 (EN 1993-1-10) [12] kurz vorgestellt, der u.a. die Problematik des Spröbruches behandelt.

Tabelle 1. Übersicht und Änderungen beim Übergang der ENV- in die EN-Fassungen von Eurocode 3 und Eurocode 4

ENV-Fassungen	EN-Fassungen	Inhalt, Bereich
ENV1993-1-1: 1992	EN 1993-1-1: 2005	Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
ENV 1993-1-2: 1995	EN 1993-1-2: 2005	Tragwerksbemessung für den Brandfall
ENV 1993-1-3: 1996	prEN 1993-1-3: 2005	Ergänzende Regeln für kaltgeformte dünnwandige Bauteile und Bleche
ENV 1993-1-4: 1996	prEN 1993-1-4: 2005	Ergänzende Regeln zur Anwendung nichtrostender Stähle
ENV 1993-1-5: 1997	EN 1993-1-5: 2005	Plattenbeulen
ENV 1993-1-1: 1992	prEN 1993-1-6: 2005	Schalenbauwerke
ENV 1993-1-1: 1992	prEN 1993-1-7: 2005	Ergänzende Regeln zu ebenen Blechfeldern mit Querbelastung
ENV 1993-1-1: 1992	EN 1993-1-8: 2005	Bemessung von Anschlüssen
ENV 1993-1-1: 1992, Kap. 9 ENV 1993-2: 1997, Kap. 9 ENV 1993-3-1: 1997 ENV 1993-3-2: 1997 ENV 1993-6: 1999	EN 1993-1-9: 2005	Ermüdung
ENV 1993-1-1: 1992, Anhang C ENV 1993-2: 1997, Anhang C	EN 1993-1-10: 2005	Stahlsortenauswahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung
ENV1993-2: 1997, Anhang C	EN 1993-1-11: 2005	Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl
-	prEN 1993-1-12 : 2005	Zusätzliche Regeln zur Erweiterung von EN 1993 auf Stahlgüten bis S700
ENV 1993-2: 1997	prEN 1993-2: 2005	Stahlbrücken
ENV 1993-3-1: 1997 (prEN 1993-7-1:2003)	prEN 1993-3-1: 2005	Türme und Maste
ENV 1993-3-2:1997 (prEN 1993-7-1: 2003)	prEN 1993-3-2 : 2005	Schornsteine
ENV 1993-4-1: 1999	prEN 1993-4-1 : 2005	Silos
ENV 1993-4-2: 1999	prEN 1993-4-2 : 2005	Tanks
-	prEN 1993-4-3 : 2005	Rohrleitungen
ENV 1993-5: 1998	prEN 1993-5 : 2005	Pfähle und Spundwände
ENV 1993-6: 1999	prEN 1993-6 : 2005	Kranbahnen
ENV 1994-1-1: 1992	EN 1994-1-1: 2005	Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
ENV 1994-1-2: 1994	prEN 1994-1-2: 2005	Tragwerksbemessung für den Brandfall
ENV 1994-2: 1997	prEN 1994-2: 2005	Verbundbrücken

1.2.3 Regelungen zur Stahlsortenwahl in Eurocode 3 Teil 1-10 (EN 1993-1-10)

Die Ausführung und Herstellung von Stahltragwerken hat den Anforderungen der EN 1090-2 [13] bzw. derzeit auf nationaler Ebene der DIN 18800 Teil 7 [14] zu entsprechen. Bei Schweißverbindungen ist jedoch generell davon auszugehen, dass stets unvermeidbare Fehler bzw. Imperfektionen vorliegen. Diese maximal zulässigen Fehler sind bei Schweißverbindungen in DIN EN ISO 5817 [15] in Form von unterschiedlichen Gütegruppen geregelt. Bei einer schwingenden Beanspruchung stellen diese Imperfektionen stets die rissauslösenden Stellen dar, von denen aus das Risswachstum fortschreitet, vgl. Bild 8. Es ist daher sicherzustellen, dass je nach Größe derartiger Imperfektionen und Rissfortschritt ein bei tiefen Temperaturen eintretendes sprödes Bauteilversagen durch geeignete Maßnahmen ausgeschlossen wird; das erfolgt durch die Werkstoffwahl im Hinblick auf ausreichende Zähigkeit gemäß EN 1993-1-10 „Stahlsortenwahl im Hinblick auf Bruchzähigkeit und Eigenschaften in Dickenrichtung“.

Die Methode der Stahlsortenwahl zur Vermeidung von Sprödbbruch ist bruchmechanisch begründet und berücksichtigt das Temperaturübergangsverhalten von der Hochlage der Zähigkeit zur Tieflage im Bereich niedriger Temperaturen. Der bruchmechanische Nachweis steht in folgendem Zusammenhang mit der Ermüdungsfestigkeit:

- er wird an Kerbstellen geführt, bei denen bei Ermüdung Rissbildung erwartet werden kann und
- er wird mit hypothetischen Anfangsrissen der Größe a_0 an den potentiellen Stellen der Rissbildung infolge Ermüdung geführt, von denen angenommen wird, dass sie infolge der Betriebsbelastung zu Bemessungsrissgrößen a_d anwachsen.

Bild 9 zeigt ein Kerbdetail mit angenommenen Anfangsriss a_0 , dessen Größe so gewählt wird, dass er bei Bauteilprüfungen nach der Herstellung oder bei Inspektionen während des Betriebs mit den dort verwendeten Prüfmethode erkannt werden kann.

Der bruchmechanische Nachweis basiert auf der Kenngröße des Spannungsintensitätsfaktors, siehe auch Abschnitt 5.3.2, bei der die Beanspruchungsgröße $K_{\text{appl,d}}$, der Beanspruchbarkeit $K_{\text{mat,d}}$ die von den Normenwerten der Kerbschlagarbeit T_{27J} und der Bauteiltemperatur abhängig sind, gegenübergestellt wird. Als Versagenskriterium wird die sog. R6-Methode nach [16] verwendet. Als Ergebnisse sind in EN 1993-1-10 zulässige Blechdicken in Abhängigkeit der Bauteiltemperatur, der Materialzähigkeit und der Spannungsausnutzung tabellarisch aufgeführt, bei deren Einhaltung Sprödbbruch ausgeschlossen werden kann. Nähere Informationen und Hintergründe hierzu können auch [17] bzw. [18] entnommen werden.

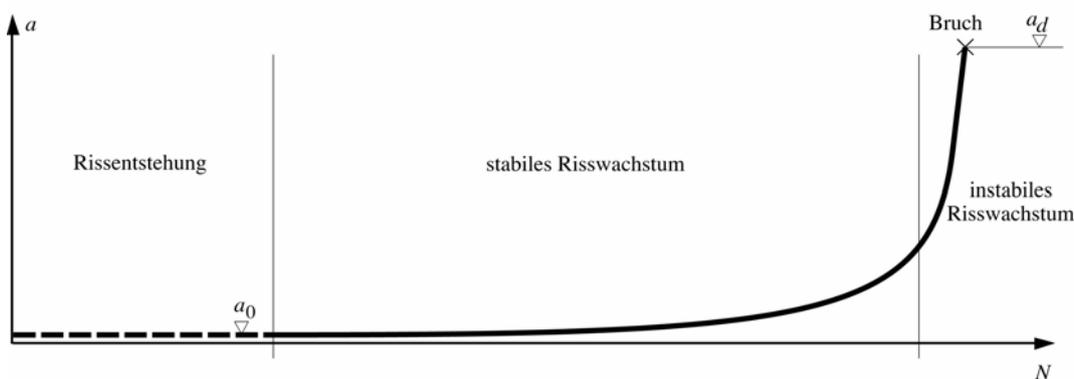
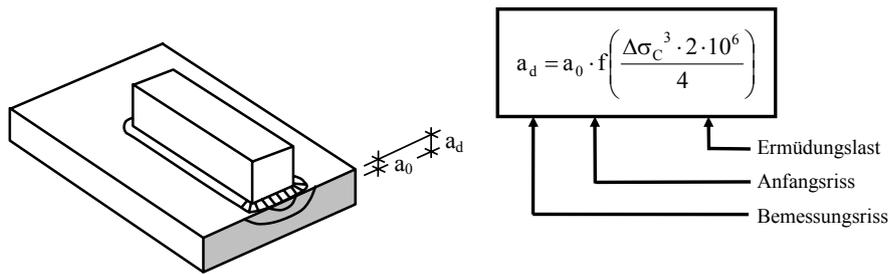


Bild 8. Rissfortschrittskurve

Annahme für a_0



Bruchmechanischer Sicherheitsnachweis

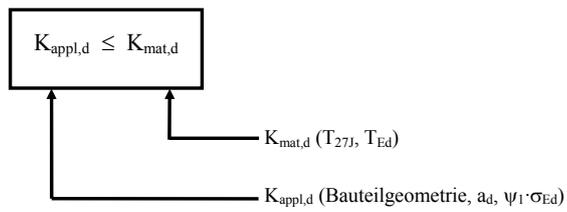


Bild 9. Bruchmechanischer Sicherheitsnachweis nach EN 1993-1-10 [9]

2 ANWENDUNGSBEREICH DER REGELN

2.1 MATERIAL

Die Ermüdungsfestigkeitskurven in EN 1993-1-9 basieren im Wesentlichen auf Versuchsergebnissen an geschweißten Proben aus typischen Kohlenstoff-Mangan-Stählen im Streckgrenzenbereich von 250 bis 400 N/mm². Unter dem Ausschluss korrosiver Umgebungsbedingungen, konnte durch mehrere wissenschaftliche Untersuchungen z.B. [19] gezeigt werden, dass die in EN 1993-1-9 enthaltenen Regeln auf alle geschweißten Verbindungen unterschiedlicher Stahlsorten inklusive nichtrostender und wetterfester Stähle (ferritisch, austenitisch, ferritisch-austenitisch (Duplex)) übertragen werden können. Dies bedeutet, dass ferritische und austenitische Stähle trotz ihres unterschiedlichen mechanischen Verhaltens hinsichtlich dem Ermüdungsverhalten als gleichwertig anzusehen sind, unabhängig von der Zugfestigkeit [20].

Ursprünglich war die Anwendung der Regelungen in EN 1993-1-9 auf die typischen Baustähle S235 bis S460 begrenzt. Mit der Entwicklung und Entstehung von Teil 1-12, und damit der Erweiterung der Regeln auf Stahlgüten mit Streckgrenzen bis zu 700 N/mm² wurde auch der Anwendungsbereich von Teil 1-9 auf die Stahlgüten S500 bis S700 erweitert. Da die im Teil 1-9 angegebenen Werte für die Ermüdungsfestigkeit unabhängig von der Festigkeit sind, bedeutet dies aber auch, dass sich durch die Anwendung höherfester Stähle in ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen zunächst keine Vorteile durch die höhere Festigkeit ergeben. Diese Tatsache steht jedoch im Widerspruch zu Versuchsergebnissen an ungeschweißten, kerbarmen Proben, bei denen die Ermüdungsfestigkeit im Allgemeinen nahezu proportional mit der Festigkeit zunimmt [21]. Ursache hierfür ist die Tatsache, dass bei geschweißten Proben mit starker Kerbwirkung sowie unvermeidbarer rissartiger Imperfektionen die Lebensdauer in erster Line durch die Phase des Risswachstums bestimmt wird, die praktisch unabhängig von der Streckgrenze ist. Im Gegensatz hierzu dominiert bei ungeschweißten Proben die Rissentstehungsphase die zum großen Teil noch durch die Materialstreckgrenze beeinflusst wird. Die Frage des Einflusses der Streckgrenze auf die Ermüdung sowie der Integration möglicher normativer Regeln für ungeschweißte Bauteile, insbesondere für Schraubverbindungen, ist Gegenstand aktueller Diskussionen und soll bei der zukünftigen Überarbeitung von EN 1993-1-9 berücksichtigt werden.

Sinnvolle Einsatzbereiche höherfester Stähle lassen sich jedoch auch jetzt schon unter Beachtung nachfolgender Maßnahmen ableiten:

- Optimierung der konstruktiven Gestaltung. Vermeidung kerbscharfer Konstruktionsdetails und Verlagerung von kritischen Konstruktionsdetails in Bauwerksbereiche mit geringer Ermüdungsbeanspruchung.
- Durchführung von Ermüdungsversuchen. Es hat sich gezeigt, dass besonders bei höherfesten Stählen aufgrund der höheren Kerbempfindlichkeit die Ausführungsqualität von großer Bedeutung ist und daher auch zu einer bedeutenden Steigerung der Ermüdungsfestigkeit führen kann [22]. Der wirtschaftliche Aufwand ist dabei im Einzelfall zu prüfen.
- Anwendung von Schweißnahtnachbehandlungsverfahren. Schweißnahtnachbehandlungsverfahren führen insbesondere bei höherfesten Stählen zu einer deutlichen Steigerung der Ermüdungsfestigkeit. Die Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit kann dabei durch folgende zwei Maßnahmen erzielt werden: 1) Verringerung der Kerbwirkung am Schweißnahtübergang z.B. durch Überschleifen oder WIG-Aufschmelzen oder 2) durch die Erzeugung von Druckeigenstressungen am Schweißnahtübergang z.B. durch Kugelstrahlen, Hämmern oder Nadeln. In Abschnitt 6.3, sind hierzu weitere detailliertere Informationen enthalten.
- Vorteile der Anwendung höherfester Stähle ergeben sich z.B. auch bei Konstruktionen, die infolge des Eigengewichts eine hohe statische Ausnutzung erfahren, jedoch im Betrieb nur durch geringe Spannungsschwingbreiten beansprucht werden (hohe Mittelspannung). Weitere Vorteile ergeben sich auch bei geringen Völligkeiten des Betriebslastkollektivs in Form von wenigen hoher Spannungsschwingbreiten [23]. Ein typisches Beispiel hierfür sind Autokrane.

2.2 KORROSION

2.2.1 Allgemein

In korrosiven Umgebungsbedingungen wird das Ermüdungsverhalten nachteilig beeinflusst, wobei als maßgebende Parameter die Stahlsorte und das korrosive Medium zu nennen sind. Da die Erfassung dieser Einflussfaktoren normativ nur sehr schwer möglich ist, ist die Anwendung der in EN 1993-1-9 angegebenen Regeln nur unter normalen atmosphärischen Bedingungen und ausreichendem Korrosionsschutz während der gesamten Lebensdauer zulässig. Besonderes Augenmerk sollte dabei unter anderem auf folgende Konstruktionen gelegt werden:

- Konstruktionen, die sich in Küstennähe (250-500 m) befinden und/oder durch salzhaltige Nebel beansprucht werden,
- Konstruktionen, die durch salzhaltige Abwässer z.B. von Entsalzungsanlagen beansprucht werden oder
- Konstruktionen, die starken chemischen Beanspruchungen z.B. Abgasen unterliegen.

2.2.2 Wetterfeste Stähle

Der erhöhte Korrosionswiderstand von wetterfesten Stählen beruht auf der Bildung einer hauchdünnen korrosionshemmenden Oxidschicht bzw. Passivschicht. Der Aufrechterhaltung dieser Schicht kommt jedoch eine besondere Bedeutung zu, da sie nur aufrechterhalten werden kann, wenn sie ständig mit dem in der Umgebung vorliegenden Sauerstoff in Kontakt steht. Infolge der Passivschichtbildung besitzen wetterfeste Stähle im Vergleich zu normalen Stählen eine etwas größere Oberflächenrauigkeit die im Bereich hoher Kerbfallklassen (Kerbfälle 160 und 140, das sind im Wesentlichen ungeschweißte Bleche, Walz- und Hohlprofile), zu etwas geringen Werten der Ermüdungsfestigkeit führen.

Da bei geringen Kerbfallklassen, das sind insbesondere Schweißverbindungen, die geometrische Kerbwirkung des Konstruktionsdetails dominiert, ist in diesen Fällen die größere Oberflächenrauigkeit der Passivschicht von untergeordneter Bedeutung und kann vernachlässigt werden. Diese wird z.B. auch durch die in EN 1993-1-9 Tabelle 8.1 enthaltene Anmerkung: „Für Kerbfall 1) - 5) ist bei Einsatz von wetterfesten Stähle der nächst tiefere Kerbfall zu verwenden“ berücksichtigt.

2.3 TEMPERATUR

Ab Temperaturen von ca. 150°C kommt es im Werkstoff Stahl zu ersten Schädigungen im Mikrogefüge und damit zu Änderungen der mechanischen Eigenschaften, wie Elastizitätsmodul oder Streckgrenze. Dies ist auch die Ursache dafür, dass sich die Gültigkeit der in EN 1993-1-9 enthaltenen Regeln auf Temperaturen bis maximal 150°C beschränkt. Die Anwendung der Regeln ist damit in manchen Bereichen wie z.B. im Druckbehälterbau und bei Pipelines nicht immer möglich. Regelungen zum Einfluss der Temperatur auf das Ermüdungsverhalten sind beispielsweise auch in prEN 1993-3-2 aufgeführt, danach ist bei Schornsteinen aus hitzebeständigen Stahllegierungen, die bei Temperaturen oberhalb 400°C eingesetzt werden eine Überlagerung der temperaturbedingten Schädigung mit der Ermüdungsschädigung zu berücksichtigen.

Tiefe Temperaturen haben i.d.R. keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit solange ein sprödes Verhalten ausgeschlossen werden kann. Da die Anwendung der Regeln in EN 1993-1-9 die Einhaltung der Zähigkeitsanforderungen zur Vermeidung von Sprödbrech gemäß EN1993-1-10 geknüpft ist, ist dadurch automatisch die minimale Einsatztemperatur geregelt. EN 1993-1-9 enthält aus diesem Grund keine Angaben hinsichtlich einer minimalen Einsatztemperatur.

2.3.1 Belastungsfrequenz

Die Frequenz der Belastung hat bis zu einem Wert von ca. 100 Hz keinen Einfluss auf das Ermüdungsverhalten sofern gleichzeitig wirkende Effekte aus Temperatur oder Korrosion ausgeschlossen sind [24]. Da dies

für typische Konstruktionen des Stahlbaus der Fall ist, enthält EN 1993-1-9 diesbezüglich auch keine speziellen Anwendungsgrenzen.

2.4 SPANNUNGSBEGRENZUNGEN

Gemäß EN 1993-1-9 sind die Spannungsschwingbreiten für Nennspannungen, korrigierte Nennspannungen und Strukturspannungen für die häufig auftretenden Lasten $\psi_1 \cdot Q_k$, siehe EN 1990, auf einen Maximalwert von $1,5 \cdot f_y$ für Längsspannungen und $1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$ für Schubspannungen zu begrenzen. Die maximal mögliche Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma = 2 \cdot f_y$ wurde damit auf einen Wert von $1,5 \cdot f_y$ verringert. Aufgrund der Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist dieses Kriterium jedoch von untergeordneter Bedeutung.

Die Begrenzung der Spannungsschwingbreite auf $1,5 \cdot f_y$ bezieht sich in erster Line auf den Bereich der oligozyklischen Ermüdung (bis max. ca. 50.000 Schwingspiele, vgl. auch Abschnitt 1.1.3), bei der die Anwendung der *Wöhlerlinie*, gemäß Gleichung (9) zu Werten weit oberhalb der Streckgrenze bzw. Zugfestigkeit führen würde. Aus der Spannungsbegrenzung ergibt sich entsprechend auch eine Abgrenzung für die Anzahl der Schwingspiele:

$$N \geq 2 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_c}{1,5 \cdot f_y} \right)^3 \quad (9)$$

Für den Grenzfall der Kerbgruppe 160 und S235 führt dies zu $N \geq 187.000$ Schwingspielen und entspricht in etwa dem oben genannten Wert von $N = 50.000$ als Abgrenzung zwischen der Kurzzeitfestigkeit und Zeitfestigkeit.

Von Bedeutung ist dieses Kriterium hauptsächlich für die Anwendungsbereiche Druckbehälter, Silos und Tankbauwerke, die durch wenige aber dafür sehr große Lastwechsel beansprucht werden. In prEN 1993-4-1 (Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen) ist für Silos der Zuverlässigkeitsklasse 3, der Nachweis gegen zyklisches Plastizieren nach EN 1993-1-6, Abschnitt 9 zu führen. In Frage kommende Bereiche sind hierbei Diskontinuitäten, Ringsteifen und Anschlusssteile. Für Silos der anderen Zuverlässigkeitsklassen, das sind vor allem Silos mit vergleichsweise geringen Speicherkapazitäten, darf auf diesen Nachweis verzichtet werden.

Eine Begrenzung der Spannungsschwingbreite ist auch bei Hybridträgern erforderlich. Hybridträger sind Träger bei denen Steg und Flansche aus Stählen unterschiedlicher Festigkeitsklassen sind. Üblicherweise finden solche Träger Anwendung im Brückenbau. Infolge der hohen Spannungsausnutzung werden für die Flansche höherfester Stähle verwendet und für das Stegblech aufgrund der Stabilitätsgefahr eine geringere Festigkeitsklasse gewählt. Bei statischer Belastung derartiger Träger erfolgt zuerst ein Fließen des flanschnahen Stegbereichs bevor Fließen in den Flanschen eintritt, siehe Bild 10. Auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit hat dieses vorzeitige Fließen des Steges keinen Einfluss, da angenommen wird, dass der Steg und die Verbindung Steg-Flansch ausreichend duktil sind. Im Vergleich zu einem Träger mit gleichen höherfesten Materialien ergeben sich jedoch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit höhere Verformungen.

Im Grenzzustand der Ermüdung ist bei Hybridträgern ebenfalls eine Begrenzung der Spannungsschwingbreite auf den 1,5-fachen Wert der Streckgrenze erforderlich. Aufgrund der unterschiedlichen Streckgrenzen bezieht sich die Begrenzung der Spannungsschwingbreite im Steg $\Delta\sigma_{\text{Steg}}$ jedoch auf die Streckgrenze des Flansches $f_{y,\text{Flansch}}$ und nicht auf die des Steges. Für den Steg ist dadurch eine etwas höhere maximale Spannungsschwingbreite möglich.

$$\Delta\sigma_{\text{Steg}} \leq 1,5 \cdot f_{y,\text{Flansch}} \quad (10)$$

In Bild 10 ist beispielhaft für einen Hybridträger das Spannungs-Dehnungs-Verhalten innerhalb des ersten Belastungszyklus dargestellt. Während der Erstbelastung handelt es sich um einen dehnungskontrollierten Prozess, bei dem es aufgrund von Schweißeigenstressungen frühzeitig, nach Erreichen der Streckgrenze im Steg, zu einem Eigenspannungsabbau in Form von lokalen Plastizierungen kommt. Nach Abschluss dieser

Plastizierungen wird dann im Anschluss für alle weiteren Belastungszyklen das Ermüdungsverhalten durch die Spannungsschwingbreite im Steg $\Delta\sigma_{\text{Steg}}$ bestimmt.

Da in EN 1993-1-9 angenommen wird, dass die Streckgrenze keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit hat, sind die Kerbfälle für Hybridträger und normale Träger identisch, dies gilt auch für den Mittelspannungseinfluss.

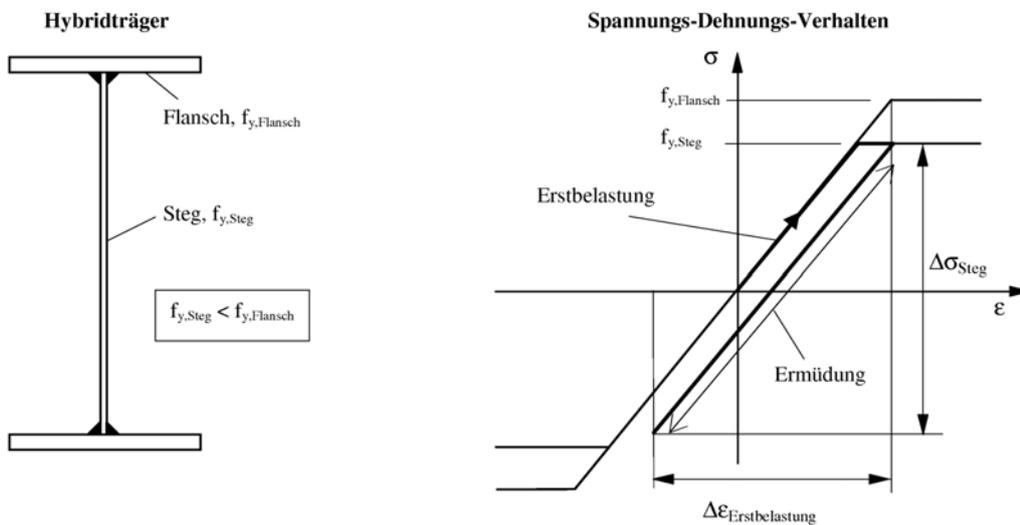


Bild 10. Spannungs-Dehnungs-Verlauf am Hybridträger

2.4.1 Geometrische Anwendungsgrenzen bei Hohlprofilknoten

Die Kerbfalltabellen für geschweißte Hohlprofilknoten von Fachwerkträgern unterliegen bestimmten geometrischen Randbedingungen, z.B. hinsichtlich der Blechdicken. Die Anwendung der Kerbfalltabellen ist daher in erster Linie nur für Konstruktionen des Hochbaus und für Fußgängerbrücken möglich. Die Gültigkeit beschränkt sich je nach Konstruktionsdetail zum Beispiel auf maximale Wanddicken bis 12,5 mm oder auf Rohrdurchmesser bis max. 300 mm. Bei davon abweichenden geometrischen Randbedingungen wird empfohlen den Ermüdungsnachweis unter Anwendung des Strukturspannungskonzepts und oder nach den Empfehlungen in [25], vgl. Abschnitt 6.2, zu führen.

2.4.2 Ausführungsqualität

Die Qualität der Ausführung und Herstellung von Stahlkonstruktionen hat einen wesentlichen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit, insbesondere bei Schweißverbindungen. Die Sicherheit und Zuverlässigkeit für den Grenzzustand der Ermüdung bzw. die Lebensdauer einer Konstruktion wird somit in entscheidendem Maße auch von der Qualität der Ausführung bestimmt. EN 1993-1-9 verweist diesbezüglich auf die Einhaltung der Regelungen in EN 1090-2 [13] bzw. bis zum Erscheinen dieser Norm auf die entsprechenden nationalen Regelungen, das derzeit in Deutschland die Regeln nach DIN 18800 Teil 7 [14] sind.

3 ZUVERLÄSSIGKEITS- UND NACHWEISKONZEPT

3.1 ALLGEMEIN

Die Sicherheitsphilosophie für den Grenzzustand der Materialermüdung unterscheidet sich in einigen Ansätzen von der des Grenzzustands der Tragfähigkeit. Während im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Sicherheit bzw. die Versagenswahrscheinlichkeit nur von der während der gesamten Lebensdauer maximal auftretenden Lastsituation bestimmt wird, ist die Versagenswahrscheinlichkeit im Grenzzustand der Ermüdung sowohl von der Größe als auch von der Häufigkeit der Belastung während der Lebensdauer abhängig. Es kommt hinzu, dass durch die während der Lebensdauer fortschreitende Schadensakkumulation auch die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der Sicherheitsindex β eine Funktion der Zeit ist und mit zunehmender Lebensdauer abnimmt. Maßgebend für die Bemessung ist daher in der Regel das Sicherheitsniveau am Ende der geplanten Nutzungsdauer, es sei denn es werden während der Nutzungsdauer entsprechende Vorkehrungen getroffen, die das Sicherheitsniveau „anheben“, was z.B. durch Inspektionen der Fall ist, vgl. Bild 11.

Sicherheitsanforderungen für den Grenzzustand der Ermüdung sind in EN 1990 enthalten. Für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren wird der Zielwert des Sicherheitsindex β , in Abhängigkeit der Zugänglichkeit, der Instandsetzbarkeit und der Schadenstoleranz mit $\beta_{\text{Ziel}} = 1,5$ bis 3,8 angegeben.

3.2 STRATEGIEN

Unterschiedliche Bedingungen im Einsatz und Betrieb von ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen erfordern im Sinne einer wirtschaftlichen Bemessung für den Grenzzustand der Materialermüdung auch an die jeweilige Situation angepasste Sicherheitsstrategien und Bemessungskonzepte. EN 1993-1-9 oder z.B. auch prEN 1999-1-3 [26] für Aluminiumkonstruktionen definieren diesbezüglich für die Bemessung zwei unterschiedliche Zuverlässigkeitskonzepte:

- *Konzept der Schadenstoleranz.* Das Konzept der Schadenstoleranz akzeptiert unter gewissen Bedingungen Ermüdungsrisse und kommt ursprünglich aus dem Flugzeugbau. Es beruht auf der Annahme, dass das Entstehen und Anwachsen von Ermüdungsrissen sowie deren Folgen durch ein verbindliches Inspektions- und gegebenenfalls Instandsetzungsprogramm begrenzt werden. Es wird empfohlen, wenn sich der Ermüdungsschaden nur örtlich auswirkt, d.h. Umlagerungen der Beanspruchungen in andere Bauteile oder Querschnittsteile möglich sind. Wenn beim Konzept der Schadenstoleranz ein Ermüdungsriss erkannt wird, ist das Bauteil instand zu setzen, auszutauschen oder ein ausreichend langsames Risswachstum ist nachzuweisen (Betriebsintervallnachweis). Infolge eines verbindlich festgelegten Inspektionsprogramms sowie der Akzeptanz und ggf. Instandsetzung von möglichen Ermüdungsrissen ist bei schadenstoleranten Konstruktionen das Sicherheitsniveau und damit der Sicherheitsbeiwert kleiner als beim Konzept der sicheren Lebensdauer. Sicherheitstechnisch bedeutet dies, dass die Abnahme des Sicherheitsindex β auf das geforderte Sicherheitsniveau β_{Ziel} nur innerhalb des festgelegten Inspektionszeitraums $t_{\text{insp.}}$ zu berücksichtigen ist, vgl. Bild 11. Der Inspektionszeitraum $t_{\text{insp.}}$ kann hierbei während der Nutzungsdauer sowohl konstant als auch variabel sein.
- *Konzept der sicheren Lebensdauer bzw. Konzept der Sicherheit gegen Ermüdungsversagen ohne Vorankündigung.* Dieses Konzept versucht während der geplanten Nutzungsdauer Ermüdungsrisse zu verhindern. Es wird empfohlen, wenn keine planmäßigen Inspektionen durchführbar oder vorgesehen sind und/oder die Rissbildung schnell zum Versagen der gesamten Konstruktion oder wesentlicher Tragwerksteile führen kann. Es beruht auf der rechnerischen Ermittlung des Ermüdungsschadens während der Nutzungsdauer mit unteren Grenzen für die Ermüdungsfestigkeit und oberen Abgrenzungen für die Ermüdungsbelastung. Da keine Inspektionen während der Nutzungsdauer vorgesehen sind, muss die Abnahme des Sicherheitsindex β während der gesamten Nutzungsdauer derart berücksichtigt werden, dass am Ende das erforderliche Sicherheitsniveau β_{Ziel} erreicht wird, siehe Bild 11. Im Vergleich zum Konzept der Schadenstoleranz bedeutet dies, dass das Sicherheitsniveau zum Zeitpunkt der Bemessung, d.h. also β_{Anfang} entsprechend höher sein muss, das sich auch durch einen höheren Teilsicherheitsfaktor ausdrückt, vgl. Abschnitt 3.3.3.

Weitere alternative Sicherheitsstrategien und -konzepte sind z.B. auch in [27] angegeben.

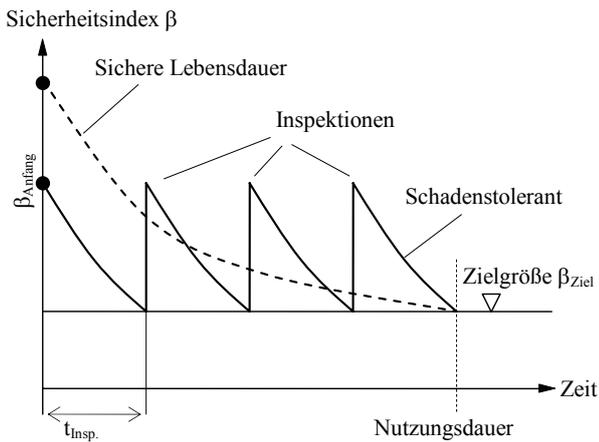


Bild 11. Verlauf des Zuverlässigkeitsindex β in Abhängigkeit der Sicherheitsstrategie

In Anlehnung an die Bemessungsphilosophie für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist auch für den Grenzzustand der Materialermüdung der Nachweis unter Verwendung von Teilsicherheitsfaktoren für die Ermüdungseinwirkung γ_{FF} und für den Ermüdungswiderstand γ_{Mf} zu führen. Grundlage des eigentlichen Nachweisverfahrens stellt das Nennspannungskonzept dar, bei dem die einwirkende Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ mit dem in den Kerbfalltabellen angegebenen Ermüdungswiderstand $\Delta\sigma_R$ verglichen wird.

$$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}} \quad (11)$$

3.3 TEILSICHERHEITSAKTOREN

3.3.1 Allgemein

Wie in Gleichung (11) gezeigt, wird in EN 1993-1-9 der Ermüdungsnachweis mit dem Konzept der Teilsicherheitsfaktoren geführt. Mit den Teilsicherheitsfaktoren γ_{FF} und γ_{Mf} werden Streuungen auf der Seite der Einwirkungen und bei der Bestimmung des Widerstandes abgedeckt. Bei ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen betrifft diese insbesondere folgende Unsicherheiten:

- die Festlegung der Betriebsbelastung, bzw. das daraus resultierende Kollektiv der Spannungsschwingbreiten während der Nutzungsdauer,
- die Berücksichtigung der maßgebenden Spannungsspitzen,
- das Vorhandensein von Fehlstellen im Material und in den Verbindungen, d.h. die Qualität der verwendeten Materialien und der Schweißverbindungen,
- die Beurteilung der Kerbwirkung und damit der Verlauf des Risswachstums in einem Konstruktionsdetail und
- der Ansatz der *Miner*-Regel.

Die Teilsicherheitsfaktoren stehen in direktem Zusammenhang mit den Berechnungsannahmen und der Risiko beurteilung eines Versagens. Die Gefährdung von Personen und Umwelt muss auf ein akzeptables Restrisiko reduziert werden.

Das Versagen infolge Ermüdung ist ein langandauernder Prozess, bei dem sich im Bauteil irgendwann ein Riss bildet, der so lange wächst, bis der Restquerschnitt der Beanspruchung nicht mehr standhält. Für die Beurteilung des akzeptablen Restrisikos ist somit maßgebend, ob ein solcher Riss bereits in einem frühen

Stadium erkannt werden kann, ob das Bauteil bzw. das Gesamttragwerk ein gewisses Risswachstum zulässt, und ob gegebenenfalls Maßnahmen zum Stoppen des Risswachstums ergriffen werden können.

3.3.2 Teilsicherheitsfaktoren für die Ermüdungseinwirkungen

Auf der Einwirkungsseite werden die Berechnungsannahmen in prEN1991 so festgelegt, dass $\gamma_{FF} = 1,0$ gewählt werden darf.

Für Eisenbahnbrücken bedeutet dies z. B.:

- eine Lebensdauer von 100 Jahren (gemäß prEN 1991-2)
- eine Verkehrsmischung gemäß den Angaben in prEN1991-2, Anhang F, basierend auf den 12 Typenzügen
- ein Verkehrsvolumen von $25 \cdot 10^6$ to/Jahr.

Für Straßenbrücken entspricht der Teilsicherheitsfaktor $\gamma_{FF} = 1,0$ ebenfalls einer Lebensdauer von 100 Jahren. Alternativ besteht die Möglichkeit den Teilsicherheitsfaktor in Abhängigkeit der Verkehrskategorie im Rahmen des Nationalen Anhangs anzupassen. Hierbei sind 5 unterschiedliche Ermüdungslastmodelle (FLM) definiert. Für die Ermüdungslastmodelle FLM 3 und FLM 4 bezieht sich der Teilsicherheitsfaktor $\gamma_{FF} = 1,0$ weiterhin auf die in EN 1991-2 angegebene Anzahl von Lastkraftwagen pro Jahr (mit einem Gesamtgewicht > 10 to) und pro Fahrstreifen. Für Autobahnen und Straßen mit hohem bzw. mittlerem LKW-Anteil variiert die Anzahl der LKW-Überfahrten zwischen 500.000 und 2.000.000 pro Jahr.

Bei Kranbahnträgern unter normalem Betrieb entspricht der Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_{FF} = 1,0$ einer Lebensdauer von 25 Jahren.

Falls andere, z.B. vom Bauherrn vorgeschriebenen Randbedingungen zu berücksichtigen sind, ist auch der Teilsicherheitsfaktor γ_{FF} neu zu beurteilen. Wenn die Nutzungsdauer von der festgelegten Zeitspanne bzw. Lebensdauer abweicht, kann dies auch durch den Schadensäquivalenzfaktor berücksichtigt werden. Von dieser Möglichkeit wird z.B. bei Straßenbrücken gemäß prEN 1993-2 durch den λ_3 -Wert, siehe Abschnitt 4.2.1.1 Gebrauch gemacht. Auf der Widerstandsseite muss der Teilsicherheitsfaktor γ_{MF} den Besonderheiten des Tragwerks angepasst werden, vgl. nachfolgender Abschnitt 3.3.3.

3.3.3 Teilsicherheitsfaktor für den Ermüdungswiderstand

In Bezug auf den Widerstandsbeiwert wurde eine neue Philosophie eingeführt. Tatsächlich zeichnet sich der Widerstandsbeiwert nicht nur mehr durch einen fixen Einzelwert aus, sondern kann durch Besonderheiten des Tragwerkes (z.B. Redundanz im Bauwerk, regelmäßige Inspektionen) sowie der Betriebssicherheit des Bauwerks und der Schadensfolge im Versagensfall entsprechend angepasst werden. Zeigt das Tragwerk z.B. ein „gutmütiges“ Ermüdungsverhalten mit erkennbarer Rissentwicklung und mit beschränkten Schadensfolgen, genügen die Festigkeitsangaben in den Tabellen 8.1 bis 8.10 nach EN 1993-1-9 und der Teilsicherheitsfaktor γ_{MF} darf 1,0 gesetzt werden. Sind diese Voraussetzungen nicht erfüllt, muss der Teilsicherheitsfaktor γ_{MF} erhöht werden. EN 1993-1-9 gibt in Tabelle 3.1 ein Entscheidungsraster mit entsprechenden Werten, vgl. Tabelle 2.

Tabelle 2. γ_{Mf} -Werte für die Ermüdungsfestigkeit entsprechend dem Zuverlässigkeitskonzept

Bemessungskonzept	Schadensfolge	
	Niedrig	Hoch
Schadenstoleranz <i>(Schadenserkennung und Schadensbehebung frühzeitig möglich)</i>	1,00	1,15
Sicherheit gegen Ermüdungsversagen ohne Vorankündigung <i>(Schadenserkennung und Schadensbehebung kaum möglich)</i>	1,15	1,35

Die Entscheidungskriterien sind leider nicht klar abzugrenzen. Die Werte in Tabelle 2 sind daher nur mehr als eine Empfehlung zu betrachten. Jedes CEN-Mitglied hat das Recht, im Nationalen Anhang selber entsprechende Werte und Kriterien festzulegen. Von Deutschland werden derzeit die in EN 1993-1-9 empfohlenen Werte für γ_{Mf} akzeptiert.

Hinsichtlich den Entscheidungskriterien zur Wahl des Teilsicherheitsfaktor γ_{Mf} sind einige Erklärungen erforderlich. Um das Kriterium „Schadenstoleranz“ zu erfüllen müssen mindestens folgende Bedingungen gleichzeitig erfüllt sein:

- bei Rissbildung soll die Möglichkeit zur Lastumlagerung vorhanden sein,
- die kritischen Konstruktionsdetails sind jederzeit einsehbar und kontrollierbar und
- ein erkennbares Risswachstum kann konstruktiv gestoppt werden oder das Bauteil kann ausgetauscht werden.

Es kann davon ausgegangen werden, dass diese genannten Bedingungen implizit erfüllt sind und damit „Schadenstoleranz“ vorliegt wenn folgenden Anforderungen erfüllt werden:

- Auswahl der Stahlsorte nach EN 1993-1-10,
- Berücksichtigung der Kerbfälle gemäß EN 1993-1-9, Tabelle 8.1 – 8.10 und
- regelmäßige Inspektion und Kontrolle des Tragwerks durch entsprechend ausgebildete und erfahrene Personen. Die Anzahl der dabei notwendigen Inspektionen beträgt bei einem konstanten Intervall mindestens $n_{Insp.} = 4$. Das Inspektionsintervall kann während der Nutzungsdauer aber auch kürzer bzw. variabel sein.

Werden Schadensfälle während Inspektionen festgestellt und können sie rechtzeitig repariert werden – insbesondere wenn das Bauwerk eine Redundanz aufweist – ist die Betriebssicherheit des Bauwerks weniger gefährdet. Aus diesem Grund darf der Widerstandsbeiwerts γ_{Mf} reduziert werden.

Für das Kriterium "Schadensfolge", stellt sich vielfach die Frage: wann können z.B. Schadensfolgen als „niedrig“ bzw. „hoch“ bezeichnet werden? Im Rahmen der Neufassung von EN 1993-1-9 hat dieser Punkt zu umfangreichen Kommentaren und heftigen Diskussionen geführt. Im Versagensfall hängt die Schadensfolge von mehreren Parametern ab, wie zum Beispiel dem kompletten oder teilweisen Versagen des Bauwerks, der Wichtigkeit des Bauwerks im Verkehrsnetz und der Möglichkeit von Todesfällen von Personen, die sich unter oder auf dem Bauwerk befinden. Tabelle 3 enthält hierzu einen Vorschlag der Autoren zur Wahl der Schadensfolge in Abhängigkeit der maßgebenden Einflussgrößen, das sind die sozialen und ökonomische Bedeutung des Tragwerks und die Anzahl der in Verbindung mit dem Bauwerksversagen stehenden Todesfälle. Eine Erweiterung der Tabelle unter Berücksichtigung weiterer möglicher Einflussgrößen ist selbstverständlich jederzeit möglich. Es ist die Aufgabe des Bauherrn, die Schadensfolge richtig einzuschätzen.

Tabelle 3. Hinweise zur Wahl der Schadensfolge und des Teilsicherheitsfaktors γ_{Mf}

		Todesfälle durch Bauwerksversagen*		
		keine	wenige	viele
Soziale und ökonomische Bedeutung	gering	niedrig	niedrig	hoch
	mittel	niedrig	niedrig	hoch
	hoch	hoch	hoch	hoch

* Todesfälle von Personen an, in, auf und unter dem Tragwerk

In Bild 12 ist für die in EN 1993-1-9 angegebenen vier Möglichkeiten für die Wahl der Teilsicherheitsfaktoren γ_{Mf} die sicherheitstheoretische Begründung aufgezeigt, vgl. auch [28]. Für einen Bezugszeitraum von 100 Jahren, wie dies typischerweise für Brückentragwerke der Fall ist, lässt sich für die Kategorie „hohe Schadensfolge“ ein Sicherheitsindex von $\beta_{Ziel} = 3,65$ ableiten und für die Kategorie „niedrige Schadensfolge“ von $\beta_{Ziel} = 0,95$. Die Abweichungen zu den Angaben in EN 1990 bzw. in Abschnitt 3.1 dieses Dokuments sind auf Änderungen des Bezugszeitraums von 50 auf 100 Jahre zurückzuführen. In Abhängigkeit der Wahl des Bemessungskonzepts „Schadenstolerant“ (mit Inspektionen) und „Sichere Lebensdauer“ (ohne Inspektionen) ergeben sich schließlich in Kombination mit den Zielwerten für die unterschiedlichen Schadensfolgen die in Bild 12 dargestellten zeitlichen Verläufe des Sicherheitsindex β . Hierbei wird unterstellt, dass für den Fall „Schadenstolerant“ während der Nutzungsdauer mindestens vier Inspektionen bzw. Rissprüfungen stattfinden, das einem zeitlichen Abstand von 25 Jahren entspricht.

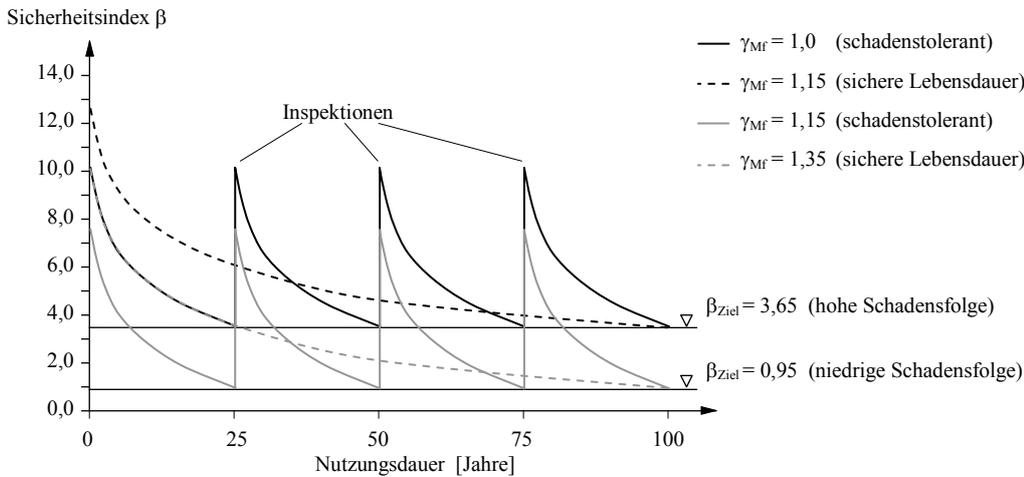


Bild 12. Zeitlicher Verlauf des Sicherheitsindex β in Abhängigkeit der Wahl des Bemessungskonzepts und der Schadensfolge

3.4 NACHWEISE

3.4.1 Einleitung

EN 1993-1-9 verwendet das Nennspannungskonzept zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit. Das heißt, beim Ermüdungsnachweis werden die Nennspannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ bzw. $\Delta\tau$ infolge der Einwirkungen, den Bemessungswerten der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_R$ bzw. $\Delta\tau_R$ gegenübergestellt. Es werden drei Fälle unterschieden:

1. Nachweis mit der Dauerfestigkeit

- 2. Nachweise mit Schadensäquivalenzfaktoren
- 3. Nachweis mittels Schadensakkumulation

3.4.2 Nachweis mit der Dauerfestigkeit

Ermüdungsversuche mit veränderlichen Spannungsschwingbreiten zeigen, dass die Lebensdauer eines Konstruktionsdetails gegen unendlich strebt, wenn alle Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_i$ unterhalb dem Bemessungswert der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ bleiben. Diese Beobachtung kann für die Bemessung verwendet werden. Dabei ist die größte Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$ des Beanspruchungskollektivs mit dem Widerstand, ausgedrückt durch die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$, zu vergleichen. Somit lässt sich die allgemeine Bedingung (12) wie folgt darstellen:

$$\Delta\sigma_{i,max,Ed} \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} \tag{12}$$

$\Delta\sigma_{i,max,Ed}$ maximale Spannungsschwingbreite aus dem Beanspruchungskollektiv der Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{i,Ed}$ infolge Betriebslasten

$\Delta\sigma_D$ Dauerfestigkeit des betrachteten Konstruktionsdetails (nach Bild 23: $\Delta\sigma_D = 0,74 \cdot \Delta\sigma_C$ für $m = 3$)

Die oben genannte Nachweisgleichung (12) ist nicht direkt in EN 1993-1-9 aufgeführt, ergibt sich aber als logische Folgerung aus der Annahme einer Dauerfestigkeit bei $5 \cdot 10^6$ Spannungsspielen für das Einstufenkollektiv. Die Anwendung der Nachweisgleichung (12) ist für alle ermüdungsbeanspruchte Bauteile möglich. Der Nachweis liegt auf der sicheren Seite und kann beispielsweise in folgenden Fällen verwendet werden:

- wenn nur die Dauerfestigkeit bekannt ist (und nicht die gesamte Festigkeitskurve),
- wenn die Nutzungsdauer nicht bekannt ist,
- wenn die Form des Histogramms der Spannungsschwingbreiten nicht bekannt ist, und
- im Rahmen einer Vorbemessung.

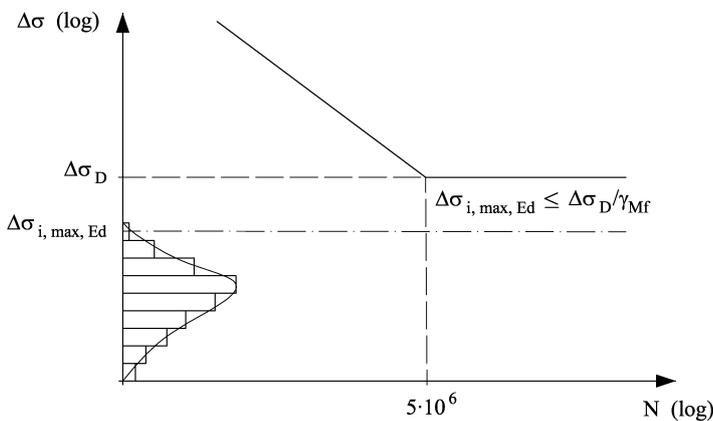


Bild 13. Ermüdungsnachweis mit der Dauerfestigkeit

Bei der Verwendung von Gleichung (12) ist ferner zu beachten, dass infolge einer späteren Zunahme der Beanspruchungen Spannungsschwingbreiten oberhalb der Dauerfestigkeit auftreten können und somit Rissbildung und Risswachstum wahrscheinlich werden.

3.4.3 Nachweis mit Schadensäquivalenzfaktoren

Der Ermüdungsnachweis unter Verwendung von Schadensäquivalenzfaktoren stellt das Standardverfahren dar. Die schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{E,2}$ und $\Delta\tau_{E,2}$ bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Spannungsspiele

sind unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsfaktoren den Grenzwerten der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen des entsprechenden Kerbdetails gegenüberzustellen:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad (13)$$

mit

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Delta\sigma(\gamma_{Ff} Q_k) \quad (14)$$

λ Schadensäquivalenzfaktor

γ_{Ff} Teilsicherheitsfaktor für die Ermüdungseinwirkungen, $\gamma_{Ff} = 1,0$

γ_{Mf} Teilsicherheitsfaktor für den Ermüdungswiderstand,

$\Delta\sigma_{E2}$ schadensäquivalente Spannungsschwingbreite bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Spannungsschwingspiele,

$\Delta\sigma_C$ Ermüdungsfestigkeit der Kerbgruppe bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsschwingspielen,

$\Delta\sigma(\gamma_{Ff} Q_k)$ Spannungsschwingbreite infolge der charakteristischen Ermüdungslast gemäß Eurocode 1

Der Ermüdungsnachweis für Schubspannungen ist analog dem Nachweis für die Normalspannungen zu führen.

Der Schadensäquivalenzfaktor ist in vielen Fällen ein Produkt aus verschiedenen Teilfaktoren λ_i , mit denen z.B. bei Straßen- und Eisenbahnbrücken das Verkehrsvolumen, das statische System, die Nutzungsdauer und mehrerer, gleichzeitig einwirkender Ermüdungslasten (mehrspurige Brücken) berücksichtigt werden können. Im Abschnitt 4.2.1 werden diesbezüglich ausführlichere Erklärungen gegeben.

3.4.4 Ermüdungsnachweis mittels Schadensakkumulation

Sind die Betriebslasten bekannt, kann alternativ zum Nachweis mittels schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten auch der Nachweis auf Grundlage der Schadensakkumulation geführt werden. EN 1993-1-9, Anhang A enthält hierzu nähere Angaben.

$$D_d = \sum D_i = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq D_{\text{grenz}} \quad (15)$$

n_i Anzahl der Spannungsspiele mit der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{i,Ed}$

N_i maximale Anzahl der Spannungsspiele der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{i,Ed}$ gemäß der Ermüdungsfestigkeit für den maßgebenden Kerbfall unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren γ_{Ff} und γ_{Mf}

D_{grenz} Grenzwert der Schadenssumme

Bei diesem Nachweisverfahren dürfen die Spannungsschwingspiele unterhalb dem Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit im Allgemeinen vernachlässigt werden ($\Delta\sigma_{i,Ed} \leq \Delta\sigma_L / \gamma_{Mf}$).

In EN 1993-1-9 ist der Grenzwert für die Schadenssumme und damit für den Widerstand mit $D_{\text{grenz}} = 1,0$ angegeben. Es wird hierbei davon ausgegangen, dass die erforderlichen Sicherheiten auf der Einwirkungsseite, d.h. in den Ermüdungslastmodellen, in ausreichendem Maße berücksichtigt sind. Neuere Versuche haben jedoch gezeigt, dass in bestimmten Fällen, wie z.B. bei nachbehandelten Versuchskörpern, die lineare Schadensakkumulation nach *Miner* weniger zutreffend ist [29]. In den IIW-Empfehlungen [27] wird daher ein Grenzwert für die Schadenssumme von $D_{\text{grenz}} = 0,5$ empfohlen.

Für die praktische Bemessung stellt dieser Nachweis jedoch eine Ausnahme dar, da in den meisten Fällen die für eine Schädigungsberechnung erforderlichen Spannungs-Zeit-Reihen nicht zur Verfügung stehen. Liegen entsprechende Spannungs-Zeit-Reihen vor, erfolgt die Bestimmung des Beanspruchungskollektivs der Span-

nungsschwingbreiten durch entsprechende Zählverfahren, wie z.B. der Reservoir- oder Rainflow-Methode. Bei kurzen Spannungs-Zeit-Reihen und einfachen Ermüdungslastmodellen ist im Allgemeinen die Reservoir-Methode aufgrund der einfacheren Anwendung zu empfehlen. Bei langen Spannungs-Zeit-Reihen, wie sie sich z.B. aus Messdaten ergeben, ist hingegen die Rainflow-Methode zu bevorzugen. Bei nicht geschweißten Konstruktionsdetails und in allen anderen Fällen in denen ggf. ein Mittelspannungseinfluss zu berücksichtigen ist, sollte das Zählverfahren in der Lage sein die Mittelspannung zu erfassen. In der Literatur sind hierzu entsprechende Algorithmen und Computerprogramme zu finden, vgl. z.B. [30], [31].

4 ERMÜDUNGSBEANSPRUCHUNG

4.1 ERMÜDUNGSLASTEN

4.1.1 Übersicht

Für ermüdungsbeanspruchte Tragwerke sind die Ermüdungslasten in Form von Ermüdungslastmodellen bzw. Lastkollektiven in den betreffenden Teilen von Eurocode 1 – Einwirkungen auf Bauwerke – enthalten und unterscheiden sich in aller Regel von den Lastmodellen des Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweises. Bis zum vollständigen Erscheinen von Eurocode 1 sind derzeit auf nationaler Ebene die Einwirkungen in den entsprechenden Teilen von DIN 1055 und ergänzend für Brücken im DIN-Fachbericht 101 [32] geregelt. Hierbei ist zu erwähnen, dass die Ermüdungslasten nach den derzeit gültigen Nationalen Regeln im Wesentlichen mit den zukünftigen europäischen Regeln übereinstimmen.

In Eurocode 1 sind die Ermüdungslasten angegeben als:

- standardisierte Lastkollektive mit Q_i und n_i oder
- konstante Belastung $Q_{E,n_{max}}$ incl. deren Auftretenshäufigkeit n_{max} oder als
- schadensäquivalente konstante Belastung $Q_{E,2}$ bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel

Dynamische Effekte sind, soweit nicht anders geregelt, in diesen Parametern enthalten oder durch entsprechende Schwingbeiwerte zu berücksichtigen.

Für typische ermüdungsbeanspruchte Tragwerke enthält Tabelle 4 eine Zusammenstellung der relevanten Lastnormen in denen die Ermüdungslasten angegeben sind.

Tabelle 4. Normenübersicht Ermüdungsnachweise unterschiedlicher Bauwerke

Tragwerk	Ermüdungsrelevante Einwirkung	Bemessungsnorm	Zugehörige Lastnorm
Straßenbrücken	Straßenverkehr	prEN 1993-2	EN 1991-2
Eisenbahnbrücken	Eisenbahnverkehr	prEN 1993-2	EN 1991-2
Kranbahnen	Kranverkehr	prEN 1993-6	prEN 1991-3
Maste und Türme Schornsteine	Wind	prEN 1993-3-1 prEN 1993-3-1	EN 1991-1-4
Silos und Tanks	Lasten aus Befüllung und Entleerung	prEN 1993-4-1 u. 2	prEN 1991-4

4.1.2 Straßenbrücken

Für Straßenbrücken sind die Ermüdungslasten in EN 1991-2 definiert. Insgesamt werden 5 unterschiedliche Ermüdungslastmodelle angegeben die sich in ihrem Detaillierungsgrad erheblich unterscheiden. Von praktischer Bedeutung ist jedoch im Wesentlichen nur das vereinfachte Ermüdungslastmodell 3, bestehend aus einem vereinfachten 4-achsigen Einzelfahrzeug mit je 120 kN Achslast, vgl. Bild 14.

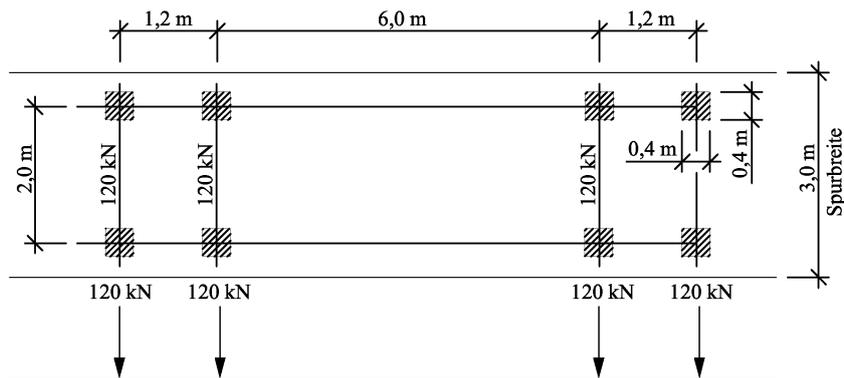


Bild 14. Lastmodell 3 für Straßenbrücken nach EN 1991-2

Die Festlegung des vereinfachten Ermüdungslastmodells 3 erfolgte ähnlich Bild 6 (Herleitung des Schadensäquivalenzfaktors) unter Verwendung von Daten realer Verkehrsmessungen auf der Autobahn Paris – Lyon bei Auxerre [33]. Innerhalb dieses Ermüdungslastmodells sind bereits Effekte des fließenden Verkehrs wie z.B. die Belagsqualität sowie dynamische Reaktionen der Brücken enthalten. Die Anwendung des Ermüdungslastmodells 3 ist nur in Verbindung der in prEN 1993-2 angegebenen Schadensäquivalenzfaktoren möglich, deren Gültigkeit sich im Wesentlichen nur auf Elemente des Haupttragwerks beschränkt. Für den Ermüdungsnachweis von direkt befahrenen Tragwerksteilen, wie z.B. Fahrbahnplatten oder Fahrbahnübergänge ist ein gesondertes Ermüdungslastmodell, incl. dynamischer Effekte des fließenden Verkehrs zu verwenden.

4.1.3 Eisenbahnbrücken

Ähnlich den Straßenbrücken sind die Ermüdungslasten für Eisenbahnbrücken ebenfalls in EN 1991-2 definiert. Für den Ermüdungsnachweis unter Verwendung der allg. Nachweisgleichung gemäß Gleichung (13) ist für Eisenbahnbrücken kein besonderes Ermüdungslastmodell entwickelt worden, sondern es werden die charakteristischen Lasten des statischen Lastmodell 71 angesetzt, vgl. Tabelle 5. Der Einfluss der Zuggeschwindigkeit, der Bauwerkssteifigkeit, des Zustands der Fahrbahn und verschiedene andere Einflüsse werden durch den dynamischen Beiwert Φ_2 berücksichtigt.

Die Ableitung der Schadensäquivalenzfaktoren beruht auf der Grundlage von genau definierten Verkehrszusammensetzungen bestehend aus dem sogenannten Regelverkehr, Nahverkehr und Güterverkehr, die informativ im Anhang D von EN 1991-2 angegeben sind. Tabelle 5 zeigt beispielhaft einen Vergleich des Lastmodells 71 mit einem typischen lokgezogenen Personenzug (Typenzug) des Regelverkehrs. Genaue Daten für Betriebslastenzüge z.B. bei der Einführung von neuen Schwerlastkorridoren können aber auch bei der Deutschen Bahn AG abgefragt werden [34].

Tabelle 5. Lastmodell 71 und ein lokgezogener Personenzug im Vergleich

Typenzug	Geometrie und Lastbild	Gesamtgewicht ^{*)}
Lastmodell 71		3.688 kN
Lokgezogener Personenzug		1.790 kN
*) unter der Annahme einer Brückenlänge von L = 40m		

4.1.4 Kranbahnen

Für Kranbahnen sind die Ermüdungslasten in prEN 1991-3 [35] bzw. in DIN 1055-10 [36] angegeben. Die während des Kranbetriebs entstehenden veränderlichen Beanspruchungen werden in erster Linie durch die Variation der Hublasten und die Veränderlichkeit der Kranposition entlang der Kranbahnträgers verursacht. Für den Ermüdungsnachweis ist das statische Lastmodell anzusetzen; es ist kein separates Ermüdungslastmodell definiert. Für den Ermüdungsnachweis sind jedoch gesonderte Schwingbeiträge Φ_{fat} anzusetzen, die sich von den Werten des Grenzzustandes der Tragsicherheit unterscheiden.

Nähere Informationen zu den neuen europäischen Regeln für Kranbahnen sind auch in [37] enthalten.

4.1.5 Maste, Türme und Schornsteine

Bei schlanken Bauwerken wie z.B. Masten, Türmen und Schornsteinen gewinnt der Ermüdungsnachweis infolge Wind zunehmend an Bedeutung und ist derzeit in vielen Fällen noch Stand der aktuellen Forschungstätigkeiten [38], [39], [40]. In [41] ist hierzu ein Überblick zur Ermüdung infolge Wind enthalten. Die Ermüdungsbeanspruchung findet i.d.R. durch windinduzierte Schwingungserscheinungen statt. Neben der Windwirkung ist daher auch das dynamische Systemverhalten, wie z.B. Dämpfung von großer Bedeutung. Hinsichtlich den Winderregungsmechanismen wird nach [41] unterschieden zwischen:

- selbsterregten Schwingungen und
- wirbelerregten (Quer-) Schwingungen.

Treten selbsterregte Schwingungen auf, wie z.B. Galloping, Flattern, Interferenzgalloping oder Regen-Wind induzierte Schwingungen, so ist in den meisten Fällen, wegen der großen und lang andauernden Schwingungsbreiten kein Ermüdungsnachweis mit Erfolg zu führen. Derartige Schwingungen müssen deshalb grundsätzlich durch Maßnahmen wie Dämpfung oder Verstimmung des Tragwerks vermieden werden. Wirbelerregte Schwingungen können, je nach Dämpfung des Tragwerks unterschiedlich große Schwingbreiten hervorrufen, so dass hier im Allg. ein Ermüdungsnachweis zu führen ist.

Für den Fall der wirbelerregten Querschwingungen ist in EN 1991-1-4 Anhang E ein Verfahren zur Ermittlung des Beanspruchungskollektivs angegeben. Da die Querschwingungen i.d.R. mit gleicher Amplitude auftreten, ist das Spannungskollektiv konstant (Einstufenkollektive $k_Q = 1,0$, siehe Gl. (68)).

Die Größe der Nennspannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ ist aus der maximalen Systemauslenkung $y_{F,\max}$ zu berechnen. Für die Ermittlung der maximalen Systemauslenkung werden in EN 1991-1-4 zwei unterschiedliche Verfahren 1 und 2 in Abhängigkeit der dynamischen Kenngrößen, wie Strouhalzahl, Reynoldszahl, Scrutonzahl etc. angegeben.

Die Anzahl der relevanten Spannungsschwingspiele orientiert sich an der Häufigkeit der für die Wirbelerregung kritischen Windgeschwindigkeit. Nach EN 1991-1-4 ist die Anzahl der Schwingspiele gemäß nachfolgender Gleichung (16) zu ermitteln, die auf dem Ansatz einer *Weibull*-Verteilung für die Häufigkeit der Windgeschwindigkeiten pro Jahr und unter Voraussetzung einer 50-jährigen Standzeit beruht.

$$N = 2 \cdot T \cdot n_y \cdot \varepsilon_0 \cdot \left(\frac{v_{\text{crit}}}{v_0} \right)^2 \cdot \exp \left(- \left(\frac{v_{\text{crit}}}{v_0} \right)^2 \right) \quad (16)$$

mit

n_y Eigenfrequenz in [Hz] der i -ten Querschwingungsform des Bauwerks

v_{crit} kritische Windgeschwindigkeit in [m/s]

v_0 das $\sqrt{2}$ -fache des häufigsten Wertes (Modalwert v_{mod}) der Wahrscheinlichkeit der mittleren Windgeschwindigkeit in [m/s]

T Entwurfslebensdauer in [s], gleichbedeutend mit dem $3,2 \cdot 10^7$ -fachen der angestrebten Lebensdauer in Jahren

ε_0 Bandbreitenfaktor, welcher die Bandbreite der Windgeschwindigkeiten beschreibt, die wirbelinduzierte Schwingungen hervorrufen.

Für Ermüdung infolge Wind ist in Abschnitt 7.2 ein Beispiel für einen Stahlschornstein angegeben.

4.1.6 Silos und Tanks

Gemäß prEN 1991-4 sind die Auswirkungen von Ermüdungseffekten bei Silos, Tanks und Flüssigkeitsbehältern zu berücksichtigen, wenn diese durchschnittlich mehr als einmal am Tag mit einem Lastzyklus beaufschlagt werden. Ein Lastzyklus entspricht dabei einer vollständigen Befüllung und Entleerung eines Silos.

Bei Schüttgutsilos kommen vielfach spezielle Entnahmeverrichtungen zum Einsatz, die durch Vibrationswirkungen eine exzentrische Entleerung sowie eine mögliche Brückenbildung des Schüttguts verhindern sollen. Es ist dabei im Einzelfall zu prüfen, ob infolge der dadurch verursachten dynamischen Einwirkungen ein Ermüdungsnachweis zu führen ist.

4.2 SCHADENSÄQUIVALENZFAKTOREN

4.2.1 Straßen- und Eisenbahnbrücken

4.2.1.1 Konzept der Schadensäquivalenzteilkatoren

In prEN 1993-2 wurde für Straßen- und Eisenbahnbrücken das Konzept des Schadensäquivalenzfaktors (vgl. Abschnitt 3.4.3) erweitert, in dem der Schadensäquivalenzfaktor in einzelne Teilkatoren λ_i aufgegliedert wurde um zusätzliche Parameter vor allem auf der Beanspruchungsseite zu erfassen. Der endgültige Schadensäquivalenzfaktor ergibt sich dann aus dem Produkt der Teilkatoren:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \text{und} \quad \lambda \leq \lambda_{\text{max}} \quad (17)$$

mit

λ Schadensäquivalenzfaktor zum Vergleich der Ermüdungswirkung der Verkehrsmodelle mit derjenigen der realen Ermüdungsbelastung. Er ist von folgenden Parametern abhängig: Verkehrszusammensetzung

zung, Verkehrsvolumen, Nutzungsdauer, Anzahl Spannungswechsel, Ermüdungslast und statisches System.

λ_1 Spannweitenfaktor, der neben dem Typ und der Länge L_ϕ der Einflusslinie auch den der Schädigungsberechnung zugrunde gelegten Verkehrstyp berücksichtigt.

λ_2 Verkehrsstärkenfaktor, der die unterschiedliche Größe des Verkehrsaufkommens berücksichtigt. Für ein abweichendes Verkehrsaufkommen gilt folgende vereinfachte Gleichung [42]:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad (18)$$

mit

Q_0, N_0 Referenzgrößen der Belastung ($Q_0 = 480 \text{ kN}$) und der Anzahl von Fahrzeugen pro Jahr und Fahrstreifen ($N_0 = 0,5 \cdot 10^6$)

Q_{ml} mittleres Gesamtgewicht (kN) der Schwerlastfahrzeuge auf dem Schwerverkehrstreifen nach der Formel $(\sum n_i Q_i^5 / \sum n_i)^{1/5}$

N_{obs} die zu erwartende Anzahl von Fahrzeugen pro Jahr in dem Schwerverkehrstreifen.

λ_3 Lebensdauerfaktor, der unterschiedliche Annahmen für die Nutzungsdauer des Bauwerks berücksichtigt. Für eine gemäß prEN 1991 festgelegte Nutzungsdauer von 100 Jahren ist $\lambda_3 = 1,0$. Für eine andere Nutzungsdauer, gilt folgende vereinfachte Gleichung [42]:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5} \quad (19)$$

mit

t_{Ld} der Bemessungswert der Nutzungsdauer der Brücke in Jahren.

λ_4 Spurfaktor, der die Effekte, die aus Nebenspuren entstehen, berücksichtigt.

λ_{max} Obergrenze des Schadensäquivalenzfaktors zur Berücksichtigung der Dauerfestigkeit.

In Bild 15 ist der Verlauf des Schadensäquivalenzfaktors λ_1 für Straßen- und Eisenbahnverkehr in Abhängigkeit der Spannweite L aufgetragen. Bei Eisenbahnbrücken liegt der Schadensäquivalenzfaktor im Mittel im Bereich von $\lambda_1 \approx 1,0$, was bedeutet, dass das Ermüdungslastmodell 71 näherungsweise den realen Betriebslasten entspricht. Für Straßenbrücken ist dies nicht der Fall, der Schadensäquivalenzfaktor liegt im Bereich von $\lambda_1 \approx 2,0$. Das heißt, dass das vereinfachte Ermüdungslastmodell 3 wesentlich stärker von den realen Ermüdungslasten abweicht, da zur Erzielung der Schadensäquivalenz ein deutlich höherer Teilfaktor λ_1 erforderlich ist. Diese Phänomen ist auch bei Betrachtung der maximalen λ -Werte zu beobachten: während bei Straßenbrücken $\lambda_{max} \geq 1,8$ ist, gilt bei Eisenbahnbrücken $\lambda_{max} = 1,4$.

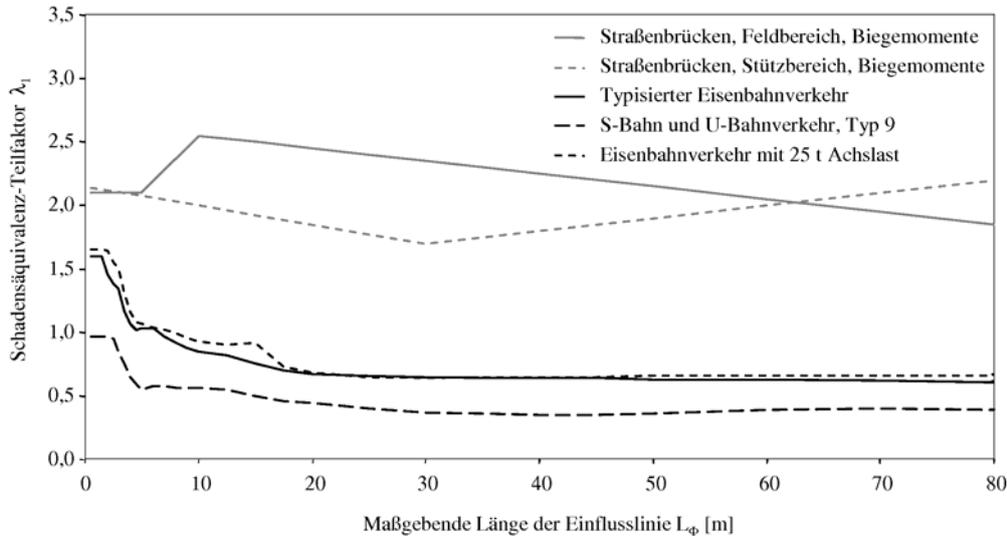


Bild 15. Schadensäquivalenzteilkfaktor λ_1 für Straßen- und Eisenbahnverkehr in Abhängigkeit der Spannweite L

Die Gleichungen (18) und (19) basieren auf der Grundlage einer linearen Proportionalität zwischen den Ermüdungslasten und den daraus resultierenden Spannungsschwingbreiten ($\Delta\sigma_i \approx Q_i$) sowie zwischen der Anzahl der Spannungsschwingspiele und der Zeit ($N \approx t$). Zudem wird auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen, dass die Schadensakkumulation proportional dem Produkt $N \cdot \Delta\sigma^5$ ist.

Gleichung (18) lässt sich unter Verwendung der allgemeinen Form der *Wöhlerlinie* für die zwei Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_0$ und $\Delta\sigma_{obs}$ wie folgt herleiten:

$$N_0 \cdot \Delta\sigma_0^5 = N_{obs} \cdot \Delta\sigma_{ml}^5 \tag{20}$$

unter der Annahme, dass $\Delta\sigma_i$ proportional zu Q_i ergibt sich schließlich:

$$Q_0 = \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{1/5} \cdot Q_{ml} \tag{21}$$

Gleichung (19) lässt sich in ähnlicher Weise herleiten. Hierbei ist jedoch zu erwähnen dass davon ausgegangen wird, dass sich während der Nutzungsdauer die Form des Beanspruchungskollektivs nicht ändert.

Bei mehrspurigen Brücken kann der Einfluss einzelner zusätzlicher Ermüdungslasten anhand des Teilkfaktors λ_4 berücksichtigt werden:

$$\lambda_4 = \left[1 + \sum_{j=1}^n \frac{N_j}{N_1} \cdot \left(\frac{\eta_j}{\eta_1} \frac{Q_{mj}}{Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5} \tag{22}$$

mit:

- n Gesamtanzahl der Fahrstreifen bzw. Bahnpuren
- N_j Anzahl der Lastwagen pro Jahr pro Spur j
- Q_{mj} durchschnittliches Gesamtgewicht der Lastwagen in der Spur j
- η_j Wert der Einflusslinie der inneren Kraft, die durch die Spannungsschwingbreite in der Mitte der Spur j verursacht wird

Befindet sich auf einer Brücke eine Kreuzung und wird das zu betrachtende Konstruktionsdetail durch beide Fahrstreifen beansprucht, so ist Gleichung (20) ebenfalls für zweispurige Brücken mit Gegenverkehr (in jede Richtung angesetztes Verkehrsvolumen) gültig. Für Eisenbahnbrücken sind in EN1993-2 Tabelle 9.7 Werte für den Betriebslastfaktor λ_4 für zweispurige Brücken mit Gegenverkehr zusammengefasst.

Der maximale Schadensäquivalenzfaktor λ_{\max} stellt die Obergrenze zur Berücksichtigung der Dauerfestigkeit dar. Bei Eisenbahnbrücken stellt das Ermüdungslastmodell 71 und die daraus resultierende Spannungsschwingbreite im Vergleich zu den Spannungsschwingbreiten aus den realen Betriebslasten einen oberen Grenzwert dar. Entsprechend wird der maximale Schadensäquivalenzfaktor λ_{\max} durch den Wert der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ des Einstufenkollektivs bei $5 \cdot 10^6$ Schwingspielen bestimmt. Dies lässt sich wie folgt ausdrücken:

$$\lambda_{\max} = \frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma_D} = \left(\frac{5}{2}\right)^{1/3} = 1.36 \tag{23}$$

Im Eurocode wurde daher für Eisenbahnbrücken der Wert für λ_{\max} auf 1,4 aufgerundet und festgeschrieben.

Für Straßenbrücken lässt sich dies nicht in ähnlicher Weise festlegen, da die Spannungsschwingbreiten aus dem Ermüdungslastmodell 3 im Vergleich zu den realen Betriebslasten keinen Maximalwert darstellen. Für Straßenbrücken wurde daher der maximale Schadensäquivalenzfaktor auf Grundlage von Simulationsrechnungen festgelegt. Der Maximalwert variiert nun in Abhängigkeit der Spannweite L im Bereich von $\lambda_{\max} = 1,8 - 2,7$.

Für Eisenbahnbrücken ist in Abschnitt 6.1.1 exemplarisch die Herleitung der Schadensäquivalenzfaktoren beschrieben.

4.2.2 Kranbahnen

Die in prEN 1991-3 [35] bzw. DIN 1055-10 [36] angegebenen Schadensäquivalenzfaktoren basieren auf genormten Beanspruchungskollektiven mit einer *Gauß*-verteilung der Lasteinwirkungen, vgl. Bild 16, der linearen Schadensakkumulationstheorie nach *Miner* und den Ermüdungsfestigkeitskurven nach EN 1993-1-9 mit einer konstanten Neigung von $m = 3$ für Normalspannungen und $m = 5$ für Schubspannungen. Nähere Erläuterungen zur Herleitung der Schadensäquivalenzfaktoren für Kranbahnträger sind in Abschnitt 6.1.2 enthalten.

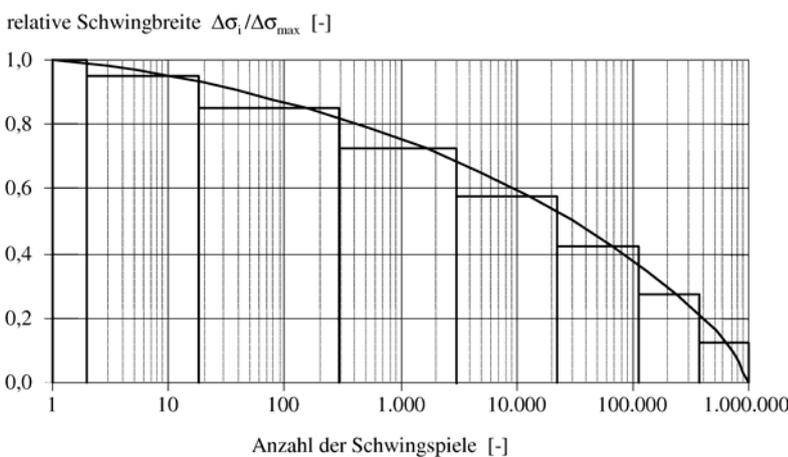


Bild 16. *Gauß*-verteilung als genormtes Lastkollektiv für Kranbahnen

Bei Kranbahnträgern die durch mehrere Krane gleichzeitig beansprucht werden gibt es keine vereinfachte Regel, wie z.B. bei Brücken beschrieben durch den λ_4 -Schadensäquivalenzteilfaktor, siehe Gleichung (22). Nach prEN 1993-6, Abschnitt 9.4.2 [43] ist in solchen Fällen bei zwei oder mehreren Kranen die gemeinsa-

me Wirkung durch die Summe der Schädigungsanteile der unabhängig wirkenden Einzelkrane mit der Summe der zeitweise gemeinsam wirkenden Krane aufzuaddieren.

4.3 BERECHNUNG DER SPANNUNGEN

4.3.1 Allgemeinen

Die Berechnung der Spannungsschwingbreite ist abhängig von der Lage des maßgebenden Konstruktionsdetails. Entscheidend ist das Verhältnis von Beanspruchung zu Ermüdungsfestigkeit. Das maßgebende Konstruktionsdetail muss daher nicht immer an der Stelle mit der absolut maximalen Spannungsschwingbreite sein. Die Richtung der maßgebenden Spannung liegt i.d.R senkrecht zur Rissentstehung. Aus diesem Grund wird in den Kerbfalltabellen von EN 1993-1-9 für jedes Konstruktionsdetail der Ort der Rissentstehung markiert. Damit wird auch ein Hinweis gegeben, an welcher Stelle des Bauteils die ermüdungsrelevante Spannung zu bestimmen ist.

Der Prozess der Materialermüdung wird wesentlich durch die am entsprechenden Konstruktionsdetail vorliegende effektive Spannungsverteilung bestimmt. Im Allgemeinen ist diese effektive Spannungsverteilung in der Nähe von Kerben jedoch nichtlinear. Eine genaue Spannungsanalyse zur Bestimmung dieser nichtlinearen Spannungsverteilung ist daher eigentlich nur durch genaue FE-Berechnung unter Berücksichtigung aller möglichen Kerben und der Schweißnähte möglich. Aber selbst solche Berechnungen sind immer noch Modellbildungen die die effektiven Spannungsverhältnisse nicht exakt wiedergeben. Für den Ermüdungsnachweis gemäß EN 1993-1-9 können die Spannungen auf zwei Arten ermittelt werden und zwar als

- Nennspannungen und korrigierte Nennspannungen oder
- Strukturspannungen

In den nachfolgenden Abschnitten wird für den Standardfall die Bestimmung von Nennspannungen bzw. korrigierten Nennspannungen näher erläutert. Informationen zur Ermittlung von Strukturspannungen befinden sich in Abschnitt 6.2.2.

4.3.2 Nennspannungen und korrigierte Nennspannungen

4.3.2.1 Allgemein

Bei Anwendung des Kerbfallkatalogs nach EN 1993-1-9 muss sichergestellt werden, dass die Spannungsschwingbreite, die zur Schwingfestigkeitsbewertung genutzt wird, von derselben Art ist wie diejenige, die in den Kerbfalltafeln angegeben ist.

Für die in den Tabellen 8.1 bis 8.10 aufgeführten Konstruktionsdetails darf, wenn nicht besonders vermerkt, die Spannung als Nennspannung mit den üblichen baustatischen Ansätzen der Elastizitätstheorie bestimmt werden. Dies ist möglich, da die effektiven Spannungskonzentrationen auf der Widerstandsseite durch die den *Wöhler*linien zugrunde liegenden Versuche in der Einstufung des Konstruktionsdetails berücksichtigt sind. In den Nennspannungen nicht enthalten sind sogenannte makrogeometrische Effekte eines Bauteils, die u.U. zu einer beträchtlichen Spannungserhöhung im Querschnitt führen können, wie z.B. an einem Loch oder einem gebogenen Trägerflansch, Bild 17a) und b). In besonderen Fällen wie z.B. dem Konstruktionsdetail 2) in Tabelle 8.5 von EN 1993-1-9, vgl. Bild 17c), sind infolge des verformbaren Anschlussbleches zusätzliche Spannungsüberhöhungen am Blechanfang und –ende zu erwarten, die beim Ermüdungsnachweis entsprechend zu berücksichtigen sind.

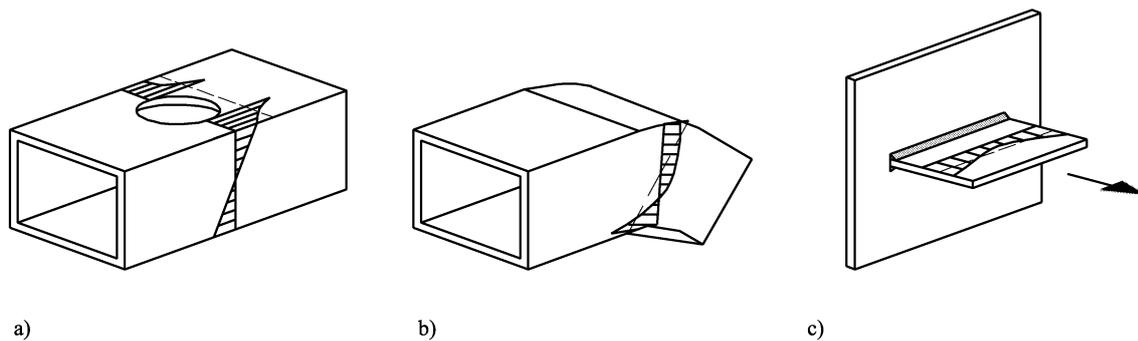


Bild 17. Beispiele makrogeometrischer Spannungserhöhungen

Außerplanmäßige Spannungskonzentrationen, wie sie durch übermäßige Herstellungsungenauigkeiten z.B. durch Winkel- oder Kantenversätze entstehen, müssen gegebenenfalls zusätzlich berücksichtigt werden, wenn der Versatz den Betrag überschreitet, der bereits in den *Wöhlerlinien* des konstruktiven Details berücksichtigt ist. Nähere Angaben hierzu sind in Abschnitt 4.3.3 enthalten.

Die Berücksichtigung dieser zusätzlichen Spannungserhöhungen kann beim Nachweis der Ermüdungssicherheit prinzipiell auf zwei unterschiedliche Methoden erfolgen:

- Verwendung von Nennspannungen auf der Einwirkungsseite und Berücksichtigung der Spannungserhöhung auf der Widerstandsseite durch Wahl eines zutreffenden Kerbfalls in dem die Spannungserhöhungen versuchstechnisch enthalten sind oder
- Verwendung von korrigierten Nennspannungen unter Berücksichtigung der Spannungserhöhung durch Kerbfaktoren auf der Einwirkungsseite und Vergleich mit dem Kerbfall der standardisierten Bezugs-*Wöhlerlinie* auf der Widerstandsseite.

Für die praktische Anwendung eignet sich in erster Linie die letztgenannte Methode, da hierbei in vergleichsweise einfacher Weise die Spannungsüberhöhung auf der Einwirkungsseite durch entsprechende Kerbfaktoren bzw. Korrekturfaktoren erfasst werden kann. Der Bemessungswert der Spannungsschwingbreite der sich dann ergebenden sogenannten korrigierten Nennspannung ist nach Gleichung (24) zu bestimmen:

$$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot k_f \cdot \Delta\sigma(\gamma_{FF} Q_k) \quad (24)$$

mit

k_f Kerbfaktor zur Berücksichtigung lokaler Spannungserhöhungen in Bezug auf die Kerbfallsituation der Bezugs-*Wöhlerlinie*.

Die Bestimmung des Kerbfaktors k_f sollte, wenn keine analytischen Lösungen vorliegen, durch FE-Berechnungen erfolgen.

Es ist anzumerken, dass bei Straßenbrücken in der Nähe von Fahrbahnübergängen in ähnlicher Weise die Nennspannungen in Form eines dynamischen Beiwertes korrigiert werden. Die Spannungserhöhungen an Fahrbahnübergängen werden dabei durch Unebenheiten, Winkelverdrehungen des Übergangs sowie durch dynamische Effekte hervorgerufen und durch den dynamischen Beiwert $\Delta\phi_{fat}$ gemäß den Gleichungen (25) und (26) erfasst.

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot \Delta\phi_{fat} \cdot \Delta\sigma(\gamma_{FF} Q_k) \quad (25)$$

wobei

$$\Delta\phi_{\text{fat}} = 1,3 \cdot \left(1 - \frac{D}{6}\right) \text{ und } \Delta\phi_{\text{fat}} \geq 1,0 \quad (26)$$

mit

$\Delta\phi_{\text{fat}}$ dynamischer Beiwert bei Fahrbahnübergängen von Straßenbrücken

D Abstand des untersuchten Querschnitts vom Fahrbahnübergang in [m]

4.3.3 Kerbfaktoren für die Ermittlung von korrigierten Nennspannungen

4.3.3.1 Allgemein

Kerbfaktoren für die Ermittlung von korrigierten Nennspannungen können der Literatur entnommen werden, vgl. z.B. [44] und [45]. Ein Beispiel für Kerbfaktoren, auch als SCF (engl. stress concentration factor) bezeichnet, ist in Bild 18 gegeben. Es handelt sich hierbei um eine Aussparung innerhalb eines Bleches, das durch eine Quersteife ausgesteift ist. Am Rand der Aussparung ergibt sich dadurch eine durch die Bauteilgeometrie entstehende Spannungserhöhung die nicht durch die Bezugs-Wöhlerlinie des betreffenden Konstruktionsdetails der Quersteife abgedeckt ist. In Bild 18 rechts sind für unterschiedliche geometrische Abmessungsverhältnisse der Aussparung entsprechende Kerbfaktoren angegeben. Im konkreten Fall ist der Nachweis gemäß Gleichung (13) und (24) zu führen, wobei als Bezugs-Wöhlerlinie der Kerbfall $\Delta\sigma_C = 80 \text{ N/mm}^2$ (Konstruktionsdetail 6 „Quersteife“ nach Tabelle 8.4, EN 1993-1-9) zu verwenden ist.

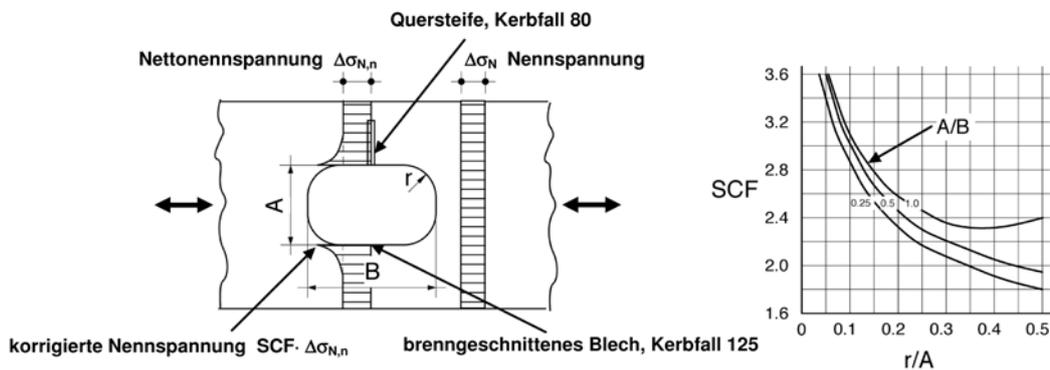


Bild 18. Spannungserhöhung und korrigierte Nennspannungen und Kerbfaktoren an einem Blech mit einer Aussparung nach [44]

4.3.3.2 Kerbfaktoren zur Berücksichtigung von Imperfektionen aus Herstellungstoleranzen

EN 1993-1-9 verweist hinsichtlich der Ausführungsqualität von Schweißverbindungen auf EN 1090-2 [13] bzw. bis zum Erscheinen von EN 1090-2 auf die entsprechenden nationalen Regelungen, die derzeit in Deutschland in DIN 18800 Teil 7 enthalten sind. Gemäß DIN 18800 Teil 7 sind bei Bauteilen mit nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung die zulässigen Grenzwerte der Bewertungsgruppe B nach DIN EN ISO 5817 einzuhalten. Hierbei ist zu erwähnen, dass die in DIN EN ISO 5817 [15] definierten Anforderungen an die Ausführungsqualität einer Schweißverbindung weniger das Ergebnis gezielter Untersuchungen zum Einfluss derartiger Imperfektionen auf die Ermüdungsfestigkeit darstellen, sondern vielmehr als Regeln der ordnungsgemäßen handwerklichen Ausführung von Schweißverbindungen zu verstehen sind. In aller Regel sind jedoch die in DIN EN ISO 5817 angegebenen zulässigen Herstellungstoleranzen z.B. hinsichtlich Kanten- und Winkelversatz sowie die daraus resultierenden zusätzlichen Spannungserhöhungen in den Kerbfallklassen von EN 1993-1-9 bereits berücksichtigt. Eine Ausnahme stellen Kreuzstöße dar, bei denen der Kantenversatz der axialen Bleche lediglich bis max. 15% der Dicke des Zwischenblechs erfasst ist. Über diesen Grenzwert hinausgehende größere Kantenversätze bzw. Exzentrizitäten sind durch einen zusätz-

lichen Kerbfaktor k_f zu berücksichtigen. Dies kann entweder durch Erhöhung der einwirkenden Spannungsschwingbreite auf der Einwirkungsseite gemäß Gleichung (27) oder durch Abminderung der Kerbgruppe auf der Widerstandsseite gemäß Gleichung (28) erfolgen:

$$\Delta\sigma_{\text{mag}} = k_f \cdot \Delta\sigma \tag{27}$$

$$\Delta\sigma_{\text{C,red}} = \frac{1}{k_f} \cdot \Delta\sigma_{\text{C}} \tag{28}$$

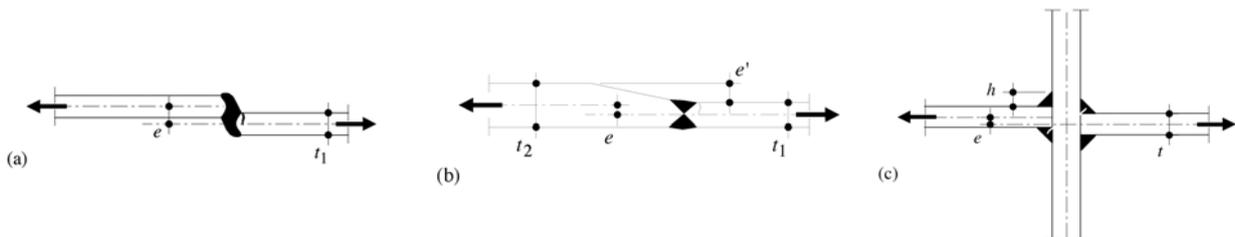
In EN 1993-1-9, Tabelle 8.3 Detail 17 ist beispielsweise für Stumpfnähte ein derartiger Kerbfaktor zur Berücksichtigung von Exzentrizitäten e angegeben, der gemäß Gleichung (28) durch Abminderung der Kerbgruppe zu verwenden ist. In anerkannten internationalen Normen wie z.B. den IIW Empfehlungen [27], dem British Standard [16] und im Offshore Bereich [46] erfolgt die Berücksichtigung derartiger Exzentrizitäten jedoch in aller Regel gemäß Gleichung (27) auf der Einwirkungsseite durch Vergrößerung der Nennspannungsschwingbreite.

Für typische Herstellungstoleranzen bzw. Kanten- und Winkelversätze sind in den nachfolgenden Abschnitten Gleichungen bzw. Formeln für Kerbfaktoren zusammengestellt.

4.3.3.3 Kantenversatz

Ein Kantenversatz in axial beanspruchten Schweißverbindungen führt zum Entstehen zusätzlicher Spannungserhöhungen in Form von sekundären Biegespannungen. Im Allgemeinen können dabei drei Fälle unterschieden werden, vgl. Bild 19:

- a) axialer Kantenversatz zwischen ebenen Blechen gleicher Dicke, wie z.B. bei Stumpfnähten
- b) axialer Kantenversatz zwischen ebenen Blechen unterschiedlicher Dicke, z.B. Stumpfnähte unterschiedlicher Dicke mit abgeschrägtem Übergang
- c) axialer Kantenversatz bei Kreuzstößen, z.B. Kreuzstöße mit Kehlnähten



(a) Axialer Versatz zwischen ebenen Blechen gleicher Dicke

(b) Axialer Versatz zwischen ebenen Blechen unterschiedlicher Dicke

(c) Axialer Versatz bei Kreuzstößen mit Kehlnahtanschlüssen

Bild 19. Beispiel axialer Kantenversätze

Für den Fall a) können die zusätzlichen Biegespannungen infolge eines Kantenversatzes gemäß [27], [16] unter Anwendung folgender Gleichung für den Kerbfaktor erfasst werden:

$$k_f = 1 + \frac{3e}{t} \tag{29}$$

mit

t Blechdicke

e Kantenversatz bzw. Exzentrizität, siehe Bild 19a)

In [46] wird der Kantenversatz bzw. die Exzentrizität e durch den Ausdruck $(e-e_0)$ ersetzt, wobei e_0 einer Exzentrizität von $0,1 \cdot t$ entspricht, die in den Kerbdetails für Stumpfnähte bereits berücksichtigt ist.

Für den Fall b), d.h. für einen axialen Kantenversatz von Blechen unterschiedlicher Dicke kann der Kerbfaktor wie folgt bestimmt werden:

$$k_f = 1 + \frac{6e}{t_1} \frac{t_1^{1.5}}{t_1^{1.5} + t_2^{1.5}} \quad \text{mit } t_1 \leq t_2 \quad (30)$$

Da der Kantenversatz e in der Praxis vielfach jedoch nicht direkt bestimmt werden kann, wird üblicherweise nachfolgende Gleichung verwendet:

$$e = e' - \frac{1}{2} \cdot (t_2 - t_1) \quad (31)$$

wobei e' dem Kantenversatz der Blechoberflächen entspricht, vgl. Bild 19b). Analog dem Fall a) ist in [46] der Kantenversatz bzw. die Exzentrizität e wiederum durch den Ausdruck $(e-e_0)$ zu ersetzen, wobei e_0 einer Exzentrizität von $0,1 \cdot t_1$ entspricht, die in den Kerbdetails für Stumpfnähte bereits berücksichtigt ist. Hierbei ist t_1 die Dicke des dünneren Blechs.

Es ist zu erwähnen, dass bei Stumpfstoßen von Trägerflanschen ein Kantenversatz i.d.R. nicht zu berücksichtigen ist, da der Stoß durch den Trägersteg gestützt ist und dadurch die sekundären Biegespannungen sehr klein sind. Ein Ansatz der Kerbfaktoren führt daher zu sehr konservativen Ergebnissen.

Für den Fall c) kann der axiale Versatz bei Kreuzstoßen mit Kehlnahtanschlüssen unter Anwendung nachfolgender Gleichung (32) für den Kerbfaktor erfasst werden:

$$k_f = 1 + \frac{e}{t+h} \quad (32)$$

mit

h Schenkelmaß der Schweißnaht, i.Allg. $h = \sqrt{2} \cdot a$, siehe Bild 19c)

Gleichung (32) kann auf der sicheren Seite liegend auch für zur Berücksichtigung von Exzentrizitäten bei Stumpfnähten von Hohlprofilen verwendet werden [47].

4.3.3.4 Winkelversatz

Bei ebenen Blechen kann der Einfluss der sekundären Biegespannungen infolge eines übermäßigen Winkelversatzes (vgl. Bild 20) nach [48] gemäß Gleichung (33) berücksichtigt werden:

$$k_f = 1 + \beta_r \cdot \alpha \frac{L}{2t} \quad (33)$$

mit

L ungestützte Länge

α Winkelversatz in Grad

β_r Faktor zur Berücksichtigung der Blecheinspannung an den Enden

Durch den Faktor β_r wird der Einfluss der Einspannung der Bleche an den Enden erfasst. Bei vollständig eingespannten Enden ist der Wert $\beta_r = 0,04$ und bei gelenkig gestützten Enden ist der Wert $\beta_r = 6$ zu verwenden.

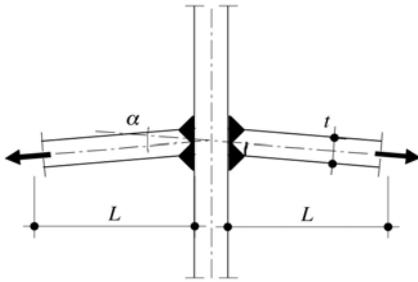


Bild 20. Winkelversatz an einem Kreuzstoß

Für geschweißte Hohlprofilknoten von Fachwerkträgern und Stumpfstoßen zwischen Rohren können weitere Hinweise [49] entnommen werden.

4.3.4 Nennspannungen bei Fachwerkträgern aus Hohlprofilen

Bei Fachwerkträgern mit geschweißten Hohlprofilknoten werden die Stabbeanspruchungen durch das globale Strukturverhalten, dem Einfluss von Anschlussexzentrizitäten sowie den lokalen Steifigkeitsverhältnissen unmittelbar am Knoten selbst bestimmt, vgl. z.B. [25], [50], [51], [52]. Die für den Ermüdungsnachweis erforderliche Beanspruchungsermittlung in den Stäben lässt sich prinzipiell gemäß folgenden Modellen durchführen:

- Detaillierte dreidimensionalen FE-Systeme, bei denen insbesondere das Knotenmodell mit Platten, Schalen und Volumenelemente abgebildet wird und daraus die Stabbeanspruchungen in Form von Strukturspannungen ermittelt werden, vgl. Abschnitt 6.2 (nur für erfahrene Anwender geeignet).
- Vereinfachte statische Systeme, unter Verwendung von Stabstatikprogrammen. Zur Bestimmung der Stabbeanspruchungen aus Normalkräften und Biegemomenten werden Fachwerkmodelle mit durchgehenden Gurten und gelenkig angeschlossenen Diagonalen verwendet, vgl. Bild 21. Diese Modelle eignen sich insbesondere für die Simulation bewegter Lasten entlang der Gurte, wie sie bei Brücken oder Kränen auftreten. Die Erfassung der lokalen Spannungserhöhungen infolge Steifigkeitsunterschieden am Knoten und Anschlussexzentrizitäten erfolgt dabei unter Verwendung der in EN 1993-1-9 Tabelle 4.1 und 4.2 angegebenen Korrekturfaktoren, indem die aus dem vereinfachten Stabwerksmodell ermittelten Nennspannungen analog Gleichung (24) vergrößert und in eine korrigierte Nennspannung umgerechnet werden. Der Ermüdungsnachweis erfolgt dann gemäß Gleichung (13) unter Verwendung der in EN 1993-1-9 Tabelle 8.7 angegebenen Kerbfallklassen. Abschnitt 7.1 enthält hierzu ein Beispiel.

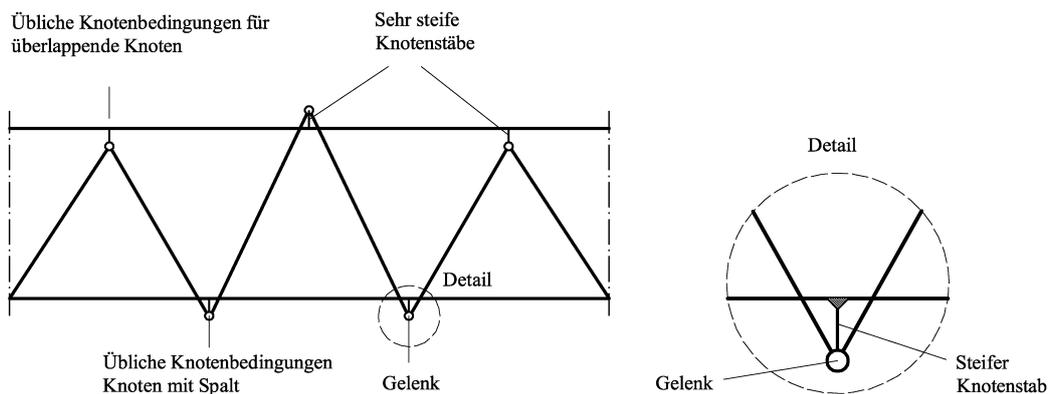


Bild 21. Vereinfachtes statisches System zur Ermittlung der Stabbeanspruchung in Fachwerkträgern aus Hohlprofilknoten

Tabelle 6. Korrekturfaktoren k_1 für Hohlprofile mit Kreisquerschnitten

Knotenausbildung		Gurte	Pfosten	Diagonalen
Knoten mit Überlappung	K-Knoten	1,5	1,0	1,3
	N-Knoten	1,5	1,8	1,4
Knoten mit Spalt	K-Knoten	1,5	1,0	1,5
	N-Knoten	1,5	1,65	1,25

4.3.5 Schraubverbindungen

Bei auf Zug beanspruchten Schrauben sind die Effekte aus Abstützkräften K (prying forces) besonders zu beachten und in der Spannungsberechnung zu berücksichtigen, siehe Bild 22. Die Spannungen sind hierbei am Spannungsquerschnitt der Schraube zu bestimmen. Gemäß DIN 18800 und EN 1993-1-8 dürfen bei nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung nur planmäßig vorgespannte Schrauben verwendet werden. Durch die Vorspannwirkung kann die Spannungsschwingbreite in der Schraube entsprechend klein gehalten werden, vgl. z.B. [45].

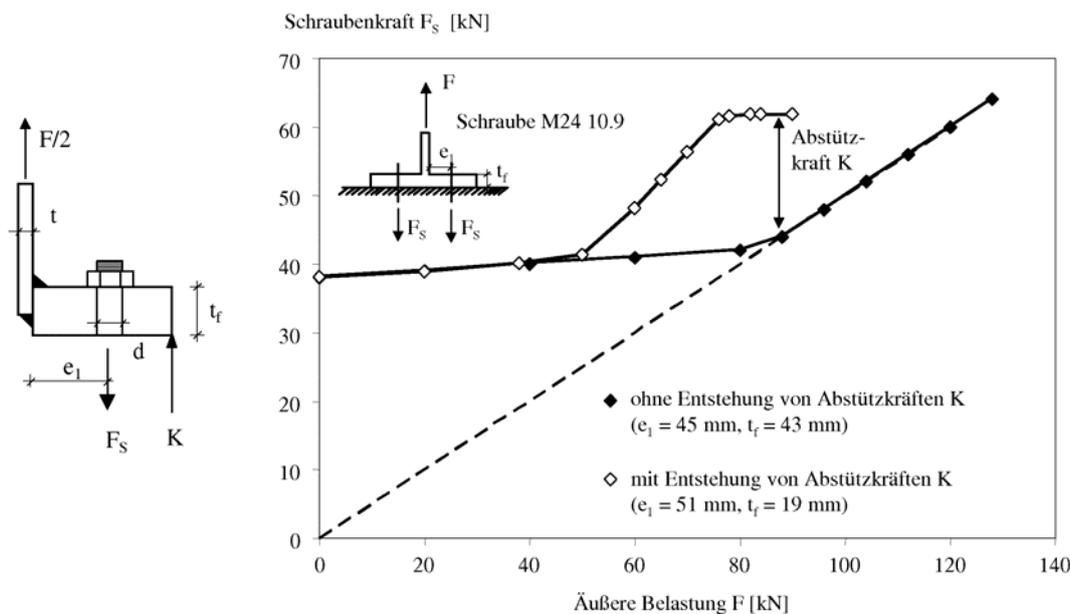


Bild 22. Beanspruchung einer vorgespannten Schraube mit und ohne Berücksichtigung von Abstützkräften K nach [53]

Die Ermüdungsfestigkeit einer Schraube ist unter Zugbelastung gegenüber der statischen Zugfestigkeit äußerst gering. Dies ist u.a. auf die ausgeprägte Kerbwirkung des Gewindeganges zurückzuführen. Im Vergleich zu schubbeanspruchten Schrauben stellen daher zugbeanspruchte Schrauben hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens den wesentlich kritischeren Fall dar.

In vorgespannten Systemen wirkt die Schraubenvorspannung als statische Last. Die äußere Belastung F bewirkt jedoch bedingt durch die Vorspannung nur eine kleine Schwingbelastung ΔF_s in der Schraube selbst, die in allgemeiner Form entsprechend den vorliegenden Steifigkeitsverhältnissen wie folgt bestimmt werden kann:

$$\Delta F_S = F \cdot \frac{C_S}{C_S + C_P} \quad (34)$$

mit

C_S axiale Steifigkeit bzw. Nachgiebigkeit der Schraube

C_P axiale Steifigkeit bzw. Nachgiebigkeit der verspannten Teile

Da in vielen Fällen eine detaillierte Ermittlung der Schwingbeanspruchung in der Schraube infolge mangelnder Kenntnisse über die vorhandenen Steifigkeitsverhältnis nicht möglich ist, kann in erster Näherung $\Delta F_S = 0,2 \cdot F$ angenommen werden.

Bei zugbeanspruchten Schraubverbindungen ist weiterhin darauf zu achten, dass Herstellungsungenauigkeiten sowie daraus resultierende Imperfektionen wie Exzentrizitäten oder Spaltweiten infolge unebener Kontaktflächen zu erheblichen Zusatzbeanspruchungen durch Biegung und Zug in der Schraube führen können [45], [53]. Im Zusammenhang mit dem vermehrten Bau von Windkraftanlagen wurden in den vergangenen Jahren speziell für Ring- bzw. L-Flanschverbindungen mehrere wissenschaftliche Untersuchungen durchgeführt [38], [39], [54], die sich mit dieser Problematik beschäftigten. Daraus geht u.a. hervor, dass zur Minimierung der Ermüdungsbeanspruchung:

- die Schrauben unter Einhaltung entsprechender Randabstände möglichst nah am sog. Rohrblech anzuordnen sind, d.h. $e_1 = e_{1,\min}$, vgl. Bild 22 und
- die Ringflanschdicke t_f , etwa dem 1,5-fachen Wert des Schraubendurchmessers ($H = 1,5 \cdot \varnothing$) zu wählen ist, vgl. Bild 22.

In [38] wird die in Gleichung (34) angegebene allgemeine Form der Beanspruchungsermittlung derart aufbereitet, dass speziell für Ringflanschverbindungen unter Kenntnis der äußeren Belastung und der geometrischen Abmessungen eine einfache Ermittlung der Schwingbeanspruchung in der Schraube möglich ist. In Abschnitt 7.2 ist hierzu ein Beispiel aufgeführt.

Neben den genannten wissenschaftlichen Untersuchungen enthält die Bemessungsnorm prEN 1993-3-2 für stählerne Türme, Masten und Schornsteine [55] ergänzende Angaben hinsichtlich einer optimierten geometrischen Ausbildung von Ringflanschverbindungen. Im Kapitel 6 von prEN 1993-3-2 wird die optimale Flanschdicke t_f dabei in Abhängigkeit vom Steifigkeitsverhältnis Flanschdicke zu Rohrdicke t_f/t sowie dem Verhältnis Rohrradius zu Rohrdicke r/t angegeben:

- $t_f > 4t$ für $r/t \leq 50$
- $t_f > 3t$ für $50 < r/t \leq 100$
- $r/t > 100$ sollte vermieden werden

Hinsichtlich der Regelungen zu Schraubverbindungen in EN 1993-1-9 ist zu erwähnen, dass es gewisse Unschärfen hinsichtlich einer klaren Trennung zwischen dem Kerbfall der „Schraube“ und dem Kerbfall „Schraubverbindung“ gibt. Während beim Kerbfall „Schraubverbindung“ vgl. z.B. Tabelle 8.1 Details 8-13, Nennspannungen zu verwenden sind, sind beim Kerbfall „Schraube“, gemäß Tabelle 8.1, Detail 14 korrigierte Nennspannungen zu verwenden, die eine entsprechende Spannungserhöhung infolge Biegung und Zug z.B. infolge Abstützkräfte berücksichtigen müssen.

4.4 BERECHNUNG DER SPANNUNGSSCHWINGBREITEN

4.4.1 Allgemein

Für den vereinfachten Ermüdungsnachweis, muss das Lastmodell in die zwei ungünstigsten Anordnungen der Einflusslinie platziert werden um die Maximalspannung σ_{\max} und Minimalspannung σ_{\min} berechnen zu können. Die Spannungsschwingbreite lautet dann:

$$\Delta\sigma_{\text{Ed}}(\gamma_{\text{Ff}}Q_k) = |\sigma_{\max}(\gamma_{\text{Ff}}Q_k) - \sigma_{\min}(\gamma_{\text{Ff}}Q_k)| \quad (35)$$

Für geschweißte Bauteile werden hohe Eigenspannungen unterstellt, so dass angenommen werden kann, dass die Ermüdungsfestigkeit allein von der Spannungsschwingbreite und nicht vom Niveau und Vorzeichen der Spannung abhängig ist. Für nicht geschweißte oder spannungsarm geglühte Kerbdetails darf der positive Einfluss von Druckspannungen und daraus resultierenden Risschließeffekten auf die Ermüdungsfestigkeit berücksichtigt werden, indem die Spannungsschwingbreite entsprechend den Gleichungen (36) bzw. (38) reduziert werden darf.

$$\Delta\sigma_{\text{Ed,red}} = \sigma_{\text{Ed,max}} - 0,6 \cdot \sigma_{\text{Ed,min}} \quad \text{für } \sigma_{\text{Ed,min}} < 0 \quad (36)$$

$$\Delta\sigma_{\text{Ed,red}} = \sigma_{\text{Ed,max}} + 0,6 \cdot |\sigma_{\text{Ed,min}}| \quad \text{für } \sigma_{\text{Ed,min}} < 0 \text{ und } \sigma_{\text{Ed,max}} \geq 0 \quad (37)$$

$$\Delta\sigma_{\text{Ed,red}} = 0,6 \cdot (\sigma_{\text{Ed,max}} - \sigma_{\text{Ed,min}}) \quad \text{für } \sigma_{\text{Ed,max}} < 0 \quad (38)$$

Die Spannungsschwingbreite darf hierbei höchstens um 40% abgemindert werden.

Bei Schubspannungen ist keine Abminderung möglich, d.h. die Schubspannungsschwingbreite $\Delta\tau(Q_{\text{fat}})$ ist nach Gleichung (35) zu berechnen.

4.4.2 Gleichzeitige Wirkung von Normal- und Schubspannungen

Falls Längs- und Schubspannungen gleichzeitig auftreten, ist deren kombinierte Auswirkung beim Ermüdungsnachweis zu berücksichtigen. Hierbei ist folgendes zu beachten:

- Die gleichzeitige Wirkung braucht nur dann berücksichtigt zu werden, wenn deren Auswirkung nicht bereits im Kerbfallkatalog des betreffenden Kerbdetails enthalten ist.
- Der Einfluß der Schubspannungsschwingbreite darf im Allgemeinen vernachlässigt werden wenn gilt: $\Delta\tau \leq 0,15 \cdot \Delta\sigma$.
- Wenn Längs- und Schubspannung gleichzeitig in Phase schwingen, ist der Nachweis mit der größten Hauptspannungsschwingbreite zu führen. Dies gilt nicht für Schweißverbindungen. Die Hauptspannungsschwingbreite ist dabei nach dem bekannten Ansatz

$$\Delta\sigma_{\text{eq}} = \frac{1}{2} \left(\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4 \cdot \Delta\tau^2} \right) \quad (39)$$

zu bestimmen. Da die Richtung der Hauptspannung sich immer ändert, ist der Ansatz mit dem Maximalwert eher konservativ.

- Wenn Längs- und Schubspannung unabhängig voneinander und nicht in Phase schwingen, ist kann der Nachweis der gemeinsamen Wirkung entweder mittels schadensäquivalenten Schwingbreiten nach Gleichung (40) geführt werden oder alternativ mittels Schadensakkumulation nach Gleichung (41), indem die Schädigungssummen getrennt für beide Spannungsarten berechnet und anschließend aufaddiert werden. Dies gilt immer für Schweißverbindungen.

$$\left(\frac{\gamma_{\text{Ff}} \cdot \Delta\sigma_{\text{E},2}}{\Delta\sigma_{\text{C}} / \gamma_{\text{Mf}}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{\text{Ff}} \cdot \Delta\tau_{\text{E},2}}{\Delta\tau_{\text{C}} / \gamma_{\text{Mf}}} \right)^5 \leq 1,0 \quad (40)$$

$$D_{d,\sigma} + D_{d,\tau} \leq 1,0 \quad (41)$$

4.4.3 Mittelspannungseinfluss

Wie in den vorangegangenen Abschnitten erläutert, hat bei geschweißten Bauteilen die Mittelspannung bzw. das Spannungsverhältnis R im Allgemeinen keinen Einfluss auf das Ermüdungsverhalten. Für nicht geschweißte und spannungsarm geglühte Bauteile, ist jedoch ein positiver Einfluss auf das Ermüdungsverhalten feststellbar. In EN 1993-1-9 wird diesem Umstand in Form der in Abschnitt 4.4.1 dieses Dokuments aufgeführten Gleichungen (36) - (38) Rechnung getragen, in dem die Einwirkung, d.h. Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ auf einen effektiven Wert $\Delta\sigma_{Ed,red}$ reduziert wird. Da eine Reduktion der Spannungsschwingbreite im Prinzip identisch mit einer Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit ist, wird der Einfluss der Mittelspannung auf die Ermüdungsfestigkeit ausführlicher in Abschnitt 5.4 dieses Dokuments behandelt.

5 ERMÜDUNGSFESTIGKEIT

5.1 ERMÜDUNGSFESTIGKEITSKURVEN

Die Ermüdungsfestigkeiten werden üblicherweise mit *Wöhlerlinien* definiert, die im doppelt-logarithmischen Maßstab Geraden mit einer Neigung m ergeben. Die mathematische Formulierung lautet:

$$\Delta\sigma_R^m \cdot N_R = \Delta\sigma_C^m \cdot 2 \cdot 10^6 \quad (42)$$

mit

$\Delta\sigma_R$ konstante Spannungsschwingbreite, die bei N_R Schwingspielen zum Versagen führt

$\Delta\sigma_C$ konstante Spannungsschwingbreite, die bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen zum Versagen führt

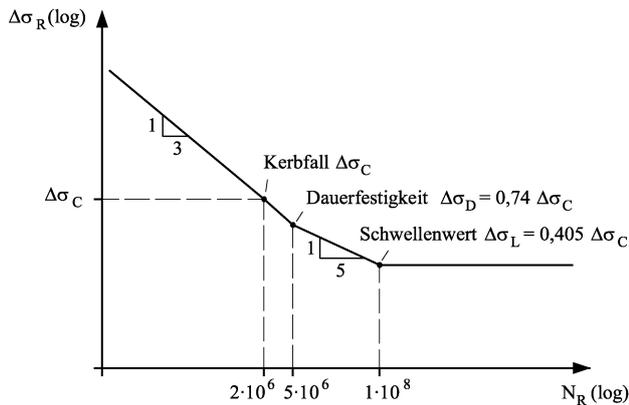


Bild 23. Standardisierte Ermüdungsfestigkeitskurve bzw. *Wöhlerlinie* für Normalspannungen

Für Beanspruchungen durch Normalspannungen beträgt die Neigung der Geraden $m = 3$, bis zu einer Schwingspielzahl $N_R = 5 \cdot 10^6$, siehe Bild 23. Die Spannungsschwingbreite bei dieser Lastwechselzahl ist als Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ definiert. Wenn nachgewiesen werden kann, dass während der Lebensdauer einer Konstruktion kein Spannungsschwingspiel $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{\max}$ den Bemessungswert der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$ übersteigt, liegt kein Ermüdungsversagen vor (infinite life). $\Delta\sigma_{\max}$ ist dabei die während einer realistischen Betriebsbelastung maximal mögliche Spannungsschwingbreite die während der Lebensdauer des Bauteils auftreten kann.

Ergeben sich Spannungsschwingbreiten sowohl oberhalb als auch unterhalb dem Bemessungswert der Dauerfestigkeit, so muss die *Wöhlerlinie* für $N_R > 5 \cdot 10^6$ angepasst werden, um die Schadensakkumulation möglichst korrekt wiederzugeben. Dies geschieht in EN 1993-1-9 durch zwei Vereinfachungen: 1. mit einer Neigung von $m = 5$ im Bereich $5 \cdot 10^6 < N_R < 1 \cdot 10^8$ und 2. einer horizontalen Linie bei $N_R = 1 \cdot 10^8$. Der entsprechende Festigkeitswert $N_R = 1 \cdot 10^8$ Spannungsspielen wird als ‚cut off limit‘ oder Schwellenwert $\Delta\sigma_L$ der Ermüdungsfestigkeit bezeichnet. Diese letzt genannte Vereinfachung erlaubt so die Vernachlässigung von Spannungsschwingbreiten unter dem Wert von $\Delta\sigma_L / (\gamma_{Ff} \gamma_{Mf})$ bei der Schadensakkumulationsrechnung.

Die Ermüdungsfestigkeitskurven für verschiedene Kerbfälle lassen sich durch eine Schar paralleler Geraden im doppelt-logarithmischen Maßstab darstellen, vgl. Bild 24. In EN 1993-1-9 wird - wie allgemein üblich - die Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_C$ bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen als charakteristischer Wert der Festigkeit definiert. Die entsprechenden Zahlenwerte in $[N/mm^2]$ werden zur Bezeichnung der Kerbfälle verwendet.

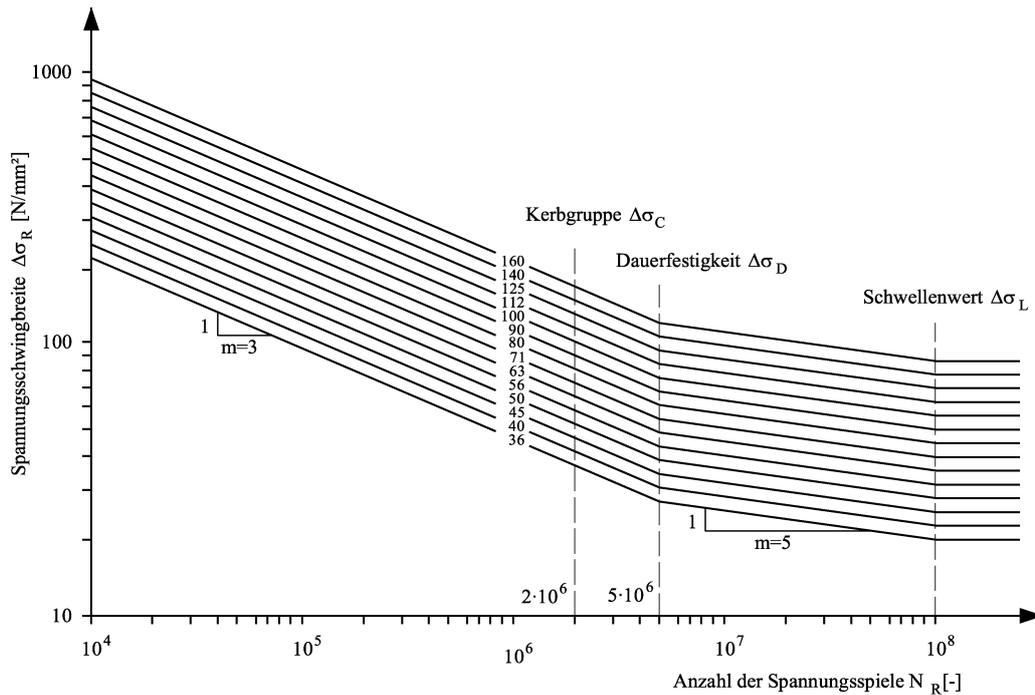


Bild 24. Ermüdungsfestigkeitskurven für verschiedene Kerbfälle

5.2 KERBFALLTABELLEN

5.2.1 Allgemein

Der Kerbfallkatalog nach EN 1993-1-9 umfasst derzeit ca. 75 unterschiedliche Kerbfälle. Die Aufteilung der Kerbfälle erfolgt in einzelne Tabellen wie ungeschweißte Bauteile, geschweißte zusammengesetzte Bauteile, Stumpfnahte usw. Im Zuge der Erarbeitung, Weiterentwicklung und Verbesserung des Kerbfallkatalogs lag das Hauptaugenmerk auf:

- der Überprüfung bekannter Kerbfallklassen und ihrer Gültigkeit anhand der Auswertung weiterer bekannter Versuchsergebnisse,
- der stärkeren Berücksichtigung von Ermüdungsversuchen aus bauteilähnlichen Proben zur möglichst realistischen Erfassung der Parameter Schweißqualität und Eigenspannungen,
- der Berücksichtigung weiteren Kerbfälle für spezielle Konstruktionen, z.B. geschweißte Hohlprofilknoten, Halskehlnähte von Kranbahnträgern, Konstruktionsdetails von Stahlschornsteinen oder von orthotropen Fahrbahnplatten,
- der stärkeren Berücksichtigung geometrischer Parameter und deren Einwirkungen und
- der stärkeren Berücksichtigung der Ausführungsqualität, z.B. mit oder ohne Start/Stop-Stellen an Schweißnähten oder mit unbehandelten oder geschliffenen Nahtübergängen.

Die Festlegung der Kerbfallklassen basiert auf einer statistischen Auswertung weltweit veröffentlichter Daten unter Anwendung des im Anhang D von EN 1990 festgelegten Auswerteverfahrens. Der charakteristische Wert der Ermüdungsfestigkeit ist danach definiert als der Wert, der sich bei einer 95%igen Überlebenswahrscheinlichkeit ($P_U = 95\%$) für den Logarithmus der Schwingspielzahl N mit einem zweiseitigen Vertrauensintervall des Mittels von 75% bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen ergibt. Dies entspricht näherungsweise einer Überlebenswahrscheinlichkeit von $P_U \cong 97,5\%$.

Tabelle 7 und Bild 25 zeigt für eine Auswahl von Konstruktionsdetails angeschweißter Längssteifen das Ergebnis der statistischen Auswertung. Beim Vergleich der charakteristischen Werte für die Ermüdungsfestigkeit z.B. Kerbdetail 1), $L \leq 50\text{mm}$ wird deutlich, dass die getrennte statistische Auswertung der einzelnen Versuchsreihen zu signifikanten Unterschieden in der Festigkeit führt. Eine gemeinsame Auswertung der einzelnen Versuchsreihen ist jedoch in den meisten Fällen nicht sinnvoll, da die Daten nicht derselben Stichprobe zugeordnet werden können und sich bedingt durch unterschiedliche Herstellungsverfahren, Schweißprozesse sowie der Definition des Versagens (Anriss, Durchriss, Bruch) teilweise erheblich unterscheiden. Weiterhin ist zu erwähnen, dass die in [56] zusammengetragenen Daten den Zeitraum von 1960 bis heute abdecken. Es ist zu bedenken, ob infolge der in den vergangenen Jahrzehnten erzielten Fortschritte bei der Herstellung von Schweißverbindungen überhaupt eine Übertragung alter Daten auf den heutigen Stand sinnvoll ist. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Auswertung von Versuchsdaten mit besonderer Vorsicht und ausreichender Erfahrung durchzuführen ist. Daher ist auch die Festlegung einzelner Kerbfallklassen in EN 1993-1-9 nicht immer nur das Ergebnis einer mathematisch statistischen Auswertung, sondern in einigen Fällen auch ein auf ingenieurmäßigem Sachverstand beruhende Kerbfallzuordnung.

Tabelle 7. Ergebnis der statistischen Auswertung für angeschweißte Anschlüsse und Steifen nach [56].

Kerbfall	Konstruktionsdetail		Neue Auswertung für prEN 1993-1-9 (2002)					
			Detail	# Daten	m		$\Delta\sigma_c$	
					variabel	konst.	variabel	konst.
80	$L \leq 50\text{mm}$		1	17	3,26	3	89,10	87,00
71	$50 < L \leq 80\text{mm}$							
63	$80 < L \leq 100\text{mm}$			109	2,45	3	67,04	77,14
56	$L > 100\text{mm}$			62	3,24	3	58,06	55,96
				18	3,32	3	76,08	72,31
				15	3,05	3	94,57	94,73
				17	3,27	3	79,37	76,49
				6	3,81	3	80,59	59,53
				8	3,48	3	84,22	76,73
				12	3,54	3	69,12	60,14
71	$L > 100\text{mm}$ $\alpha < 45^\circ$		2	53	2,92	3	69,24	70,56
				27	2,99	3	58,95	59,85
				39	2,73	3	78,95	83,41
80	$r > 150\text{mm}$		3	6	3,06	3	100,94	105,20
				4	3,29	3	97,27	69,41
				4	3,31	3	36,16	62,94
				10	3,12	3	59,00	63,76

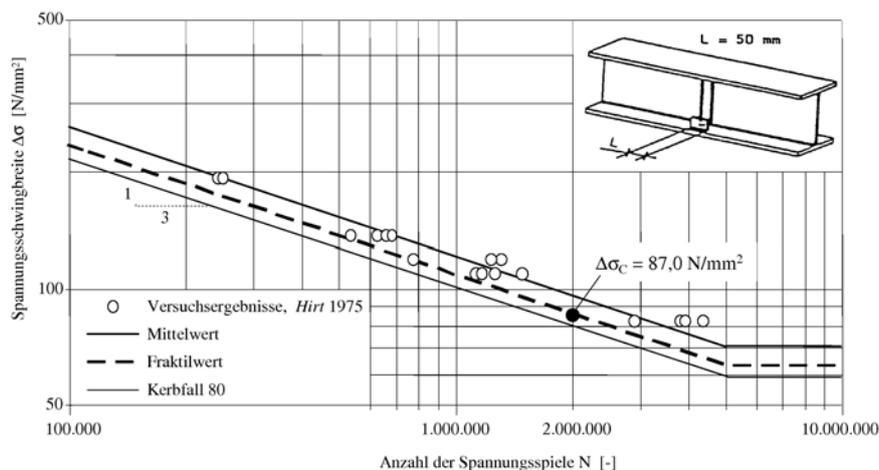


Bild 25. Versuchsergebnisse und statistische Auswertung, Längssteife $L < 50$ mm

Die Anwendung der Kerbfallklassen orientiert sich im Wesentlichen an den Randbedingungen der zugrunde liegenden experimentellen Untersuchungen. Die Gültigkeit beschränkt sich daher auf, (vgl. auch Abschnitt 2):

- einen Temperaturbereich von -50°C bis $+150^{\circ}\text{C}$,
- alle normalfesten Baustähle als auch höherfeste Baustähle mit einer Streckgrenze bis zu $f_{yk} = 690 \text{ N/mm}^2$ sowie alle austenitischen Stähle sofern diese durch entsprechende Korrosionsschutzmaßnahmen geschützt sind,
- rostfreie Stähle unter atmosphärischen Bedingungen ohne besonderen Korrosionsangriff und
- wetterfeste Baustähle ohne besonderen Korrosionsangriff. Die Bildung der bei diesen Stählen typischen rostrauen Deckschicht ist durch eine Herabsetzung um eine Kerbfallklasse zu berücksichtigen. Dies ist jedoch nur für Kerbfälle größer 125 erforderlich, da für geringere Kerbfallklassen die geometrische Kerbwirkung des Konstruktionsdetails dominiert.

5.2.2 Kerbfalltabellen in EN 1993-1-9

5.2.2.1 Allgemein

Nachfolgend ist ein Auszug von 7 der insgesamt 10 Kerbfalltabellen in EN 1993-1-9 dargestellt. Tabelle 8 gibt einen Überblick über die einzelnen Kerbfalltabellen in EN 1993-1-9.

Der Aufbau der Kerbfalltabellen ist stets identisch und folgt dabei einem 4-spaltigen Schema: In der ersten, linken Spalte „Kerbfall“ ist der Kerbfall, d.h. der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ bei $2 \cdot 10^6$ Spannungsspielen angegeben. In der zweiten Spalte „Konstruktionsdetail“ befindet sich stets eine zeichnerische Darstellung des Konstruktionsdetails, der Beanspruchung sowie dem Ort der Rissentstehung. In der dritten und vierten Spalte „Beschreibung“ und „Anforderung“ werden für jedes nummerierte Konstruktionsdetail Einzelheiten z.B. über den Anwendungsbereich, die Spannungsermittlung oder aber Besonderheiten der Ausführung angegeben.

In den nachfolgend aufgeführten Kerbfalltabellen sind weiterhin im Vergleich zu den Kerbfalltabellen der EN-Fassung an zwei Stellen Richtigstellungen von den Autoren eingetragen, die an der kursiven Schriftweise zu erkennen sind.

Tabelle 8. Übersicht Kerbfalltabellen nach EN 1993-1-9

Tabelle Nr.	Titel
Tabelle 1	Ungeschweißte Bauteile und Anschlüsse mit mechanischen Verbindungsmitteln
Tabelle 2	Geschweißte Zusammengesetzte Querschnitte
Tabelle 3	Quer laufende Stumpfnähe
Tabelle 4	Angeschweißte Anschlüsse und Steifen
Tabelle 5	Geschweißte Stöße
Tabelle 6	Hohlprofile ($t \leq 12.5$ mm)
Tabelle 7	Geschweißte Knoten von Fachwerkträgern ($d \leq 300$ mm, $t \leq 8$ mm)
Tabelle 8	Orthotrope Platten vom Hohlrippen
Tabelle 9	Orthotrope Platten mit offenen Rippen
Tabelle 10	Obergurt-Stegblech Anschlüsse von Kranbahnträgern

Tabelle 9. Kerbfalltabelle 8.1 nach EN 1993-1-9 für ungeschweißte Bauteile und Anschlüsse mit mechanischen Verbindungsmitteln

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
160	<p>ANMERKUNG Der Kerbfall 160 ist der höchst mögliche; kein Kerbfall kann bei irgendeiner Anzahl an Spannungsschwingspielen eine höhere Ermüdungsfestigkeit erreichen.</p>	<p><u>Gewalzte und gepresste Erzeugnisse:</u></p> <p>1) Bleche und Flachstähle; 2) Walzprofile; 3) Nahtlose rechteckige oder runde Hohlprofile.</p>	<p>Kerbfälle 1) bis 3):</p> <p>Scharfe Kanten, Oberflächen- und Walzfehler sind durch Schleifen zu beseitigen und ein nahtloser Übergang herzustellen.</p>
140		<p><u>Gescherte oder brenngeschnittene Bleche:</u></p> <p>4) Maschinell brenngeschnittener Werkstoff mit nachträglicher mechanischer Bearbeitung</p>	<p>4) Alle sichtbaren Randkerben sind zu beseitigen, Schnittflächen zu überschleifen und Kanten zu brechen. Riefen infolge mechanischer Bearbeitung (z.B. Schleifen) müssen parallel zu den Spannungen verlaufen.</p>
125		<p>5) Maschinell brenngeschnittener Werkstoff mit seichten und regelmäßigen Brennriefen oder von Hand brenngeschnittener Werkstoff mit nachträglicher mechanischer Bearbeitung.</p>	<p><u>Kerbfälle 4) und 5):</u></p> <p>-Einspringende Ecken sind durch Schleifen (Neigung $\leq 1/4$) zu bearbeiten oder durch einen entsprechenden Spannungskonzentrationsfaktor zu berücksichtigen</p> <p>-keine Ausbesserungen durch Verfüllen mit Schweißgut</p>
100 m = 5		<p>6) und 7) Gewalzte und gepresste Erzeugnisse entspr. Kerbdetails 1), 2), 3)</p>	<p><u>Kerbfälle 6) und 7):</u></p> <p>Δt berechnet nach: $\tau = \frac{V S(t)}{I t}$</p>
Für Kerbfall 1 – 5 ist bei Einsatz von wetterfestem Stahl der nächst tiefere Kerbfall zu verwenden.			
112		<p>8) Symmetrische zweischnittige Verbindung mit hochfesten vorgespannten Schrauben.</p>	<p>8) $\Delta \sigma$ ist am Bruttoquerschnitt zu ermitteln.</p>
		<p>8) Symmetrische zweischnittige Verbindung mit vorgespannten Injektionsschrauben</p>	<p>8) ... Bruttoquerschnitt ...</p>
		<p>9) Zweischnittige Verbindung mit Passschrauben.</p>	<p>9) ... Nettoquerschnitt ...</p>
		<p>9) Zweischnittige Verbindung mit nicht vorgespannten Injektionsschrauben.</p>	<p>9) ... Nettoquerschnitt ...</p>
90		<p>10) Einschnittige Verbindung mit hochfesten vorgespannten Schrauben.</p>	<p>10) ... Bruttoquerschnitt ...</p>
		<p>10) Einschnittige Verbindung mit vorgespannten Injektionsschrauben.</p>	<p>10) ... Bruttoquerschnitt ...</p>
		<p>11) Bauteile mit Löchern unter Biegung und Normalkraft.</p>	<p>11) ... Nettoquerschnitt ...</p>
80		<p>12) Einschnittige Verbindung mit Passschrauben.</p>	<p>12) ... Nettoquerschnitt ...</p>
		<p>12) Einschnittige Verbindung mit nicht vorgespannten Injektionsschrauben.</p>	<p>12) ... Nettoquerschnitt ...</p>
50		<p>13) Einschnittige oder symmetrische zweischnittige Verbindung mit Lochspiel und nicht vorgespannten Schrauben. Keine Lastumkehr.</p>	<p>13) ... Nettoquerschnitt ...</p>
50	<p>Größenabhängigkeit für $t > 30\text{mm}$:</p> <p>$k_s = (30/t)^{0,25}$</p>	<p>14) Schrauben und Gewindestangen mit gerolltem oder geschliffenem Gewinde unter Zug. Bei großen Durchmessern (Ankerschrauben) muß der Größeneffekt mit k_s berücksichtigt werden.</p>	<p>14) $\Delta \sigma$ ist am Spannungsquerschnitt der Schraube zu ermitteln. Biegung und Zug infolge Abstützkräften sowie weitere Biegespannungen (z.B. sekundäre Biegespannungen) sind zu berücksichtigen. Bei vorgespannten Schrauben darf die reduzierte Spannungsschwingbreite berücksichtigt werden.</p>

Tabelle 9. Kerbfalltabelle 8.1 nach EN 1993-1-9 für ungeschweißte Bauteile und Anschlüsse mit mechanischen Verbindungsmitteln (Fortsetzung)

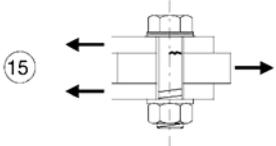
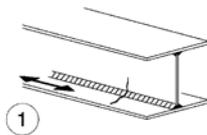
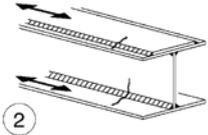
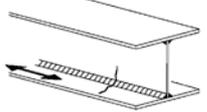
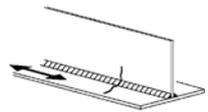
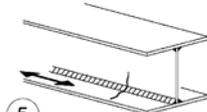
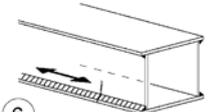
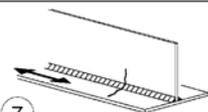
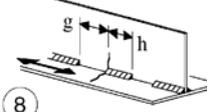
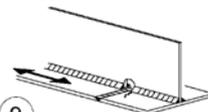
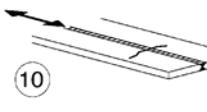
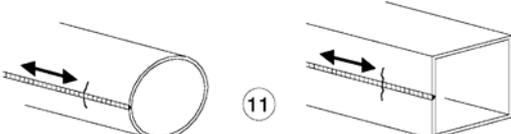
Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
100 m=5		<p><u>Schrauben in ein- oder zwei-</u> <u>schnittigen Scher-Lochleibungs-</u> <u>verbindungen</u> (Gewinde nicht in der Scherfläche) 15) - Passschrauben - Schrauben ohne Lastumkehr (Schraubengüten 5.6, 8.8 oder 10.9)</p>	<p>15) $\Delta\tau$ ist am Schaftquerschnitt zu ermitteln.</p>

Tabelle 10. Kerbfalltabelle 8.2 nach EN 1993-1-9 für geschweißte zusammengesetzte Querschnitte

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
125	 	<u>Durchgehende Längsnähte:</u> 1) Mit Automaten beidseitig durchgeschweißte Nähte. 2) Automatengeschweißte Kehlnähte. Die Enden von aufgeschweißten Gurtplatten sind gem. Kerbfall 6) oder 7) in Tabelle 8.5 nachzuweisen.	<u>Kerbfälle 1) und 2):</u> Es dürfen keine Schweißansatzstellen vorhanden sein, ausgenommen bei Durchführung einer Reparatur mit anschließender Überprüfung der Reparaturschweißung.
112	 	3) Automatengeschweißte Doppelkehlnähte oder beidseitig durchgeschweißte Nähte, beide mit Ansatzstellen. 4) Mit Automaten einseitig durchgeschweißte Naht mit nicht unterbrochener Schweißbadsicherung, aber ohne Ansatzstellen.	4) Weist dieser Kerbfall Ansatzstellen auf, ist er der Kerbgruppe 100 zuzuordnen.
100	 	5) Handgeschweißte Kehlnähte oder HV-Nähte oder DHV-Nähte. 6) Von Hand oder mit Automaten einseitig durchgeschweißte Nähte, speziell bei Hohlkästen.	5) und 6) Zwischen Flansch und Stegblech ist eine sehr gute Passgenauigkeit erforderlich. Dabei ist bei HV-Nähten das Stegblech so anzuschärfen, dass die Wurzel ausreichend und ohne Herausfließen von Schweißgut erfasst werden kann.
100		7) Ausgebesserte automaten- oder handgeschweißte Kehlnähte oder Stumpfnähte gemäß Kerbfall 1) bis 6).	7) Durch Nachschleifen aller sichtbaren Fehlstellen durch einen Spezialisten sowie einer entsprechenden Überprüfung kann der ursprüngliche Kerbfall wiederhergestellt werden.
80	 $g/h \leq 2,5$	8) Unterbrochene Längsnähte.	8) $\Delta\sigma$ wird mit der Längsspannung im Flansch berechnet.
71		9) Längsnähte, Kehlnähte oder unterbrochene Nähte mit Freischnitten (kleiner 60mm). Bei Freischnitten > 60 mm gilt Kerbfall 1) in Tabelle 8.4.	9) $\Delta\sigma$ wird mit der Längsspannung im Flansch berechnet.
125		10) Längsbeanspruchte Stumpfnäht, beidseitig in Lastrichtung blechen geschliffen, 100 % ZFP.	
112		10) Ohne Schleifen und ohne Ansatzstellen.	
90		10) Mit Ansatzstellen.	
140		11) Automatengeschweißte Längsnaht in Hohlprofilen ohne Ansatzstellen.	11) Ohne Schweißnahtfehler entspr. EN 1090. Wandstärke $t > 12,5$ mm
125		11) Automatengeschweißte Längsnaht in Hohlprofilen ohne Ansatzstellen.	11) Wandstärke $t > 12,5$ mm
90		11) Mit Ansatzstellen.	

Werden die Kerbfälle 1 bis 11 mit voll mechanisierter Schweißung ausgeführt, gelten die Kerbfallkategorien für Automatschweißung.

Tabelle 11. Kerbfalltabelle 8.3 nach EN 1993-1-9 für querlaufende Stumpfnähte

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
112		<p>Ohne Schweißbadsicherung:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Querstöße in Blechen und Flachstählen. 2) Vor dem Zusammenbau geschweißte Flansch- und Stegstöße in geschweißten Blechträgern. 3) Vollstöße von Walzprofilen mit Stumpfnähten ohne Freischnitte. 4) Querstöße in Blechen oder Flachstählen, abgeschrägt in Breite oder Dicke mit einer Neigung $\leq 1/4$. 	<ul style="list-style-type: none"> - Alle Nähte blecheben in Lastrichtung geschliffen. - Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließend zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. - Beidseitige Schweißung mit ZFP. <p><u>Kerbfall 3):</u> Walzprofile mit denselben Abmessungen ohne Toleranzunterschiede</p>
90		<ol style="list-style-type: none"> 5) Querstöße von Blechen oder Flachstählen. 6) Vollstöße von Walzprofilen mit Stumpfnähten ohne Freischnitte. 7) Querstöße von Blechen oder Flachstählen, abgeschrägt in Breite oder Dicke mit einer Neigung $\leq 1/4$. Der Übergang muss kerbfrei ausgeführt werden. 	<ul style="list-style-type: none"> - Die Nahtüberhöhung muss $\leq 10\%$ der Nahtbreite und mit verlaufendem Übergang in die Blechoberfläche ausgeführt werden. - Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließend zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. - Beidseitige Schweißung mit ZFP. <p><u>Kerbfälle 5 und 7):</u> Die Nähte sind in Wannenlage zu schweißen.</p>
90		<ol style="list-style-type: none"> 8) Vollstöße von Walzprofilen mit Stumpfnähten mit Freischnitten. 	<ul style="list-style-type: none"> - Alle Nähte blecheben in Lastrichtung geschliffen. - Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließen zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. - Beidseitige Schweißung mit ZFP. - Walzprofile mit denselben Abmessungen ohne Toleranzunterschiede
80		<ol style="list-style-type: none"> 9) Querstöße in geschweißten Blechträgern ohne Freischnitte. 10) Vollstöße von Walzprofilen mit Stumpfnähten mit Freischnitten. 11) Querstöße in Blechen, Flachstählen, Walzprofilen oder geschweißten Blechträgern. 	<ul style="list-style-type: none"> - Die Nahtüberhöhung muss $\leq 20\%$ der Nahtbreite und mit verlaufendem Übergang in die Blechoberfläche ausgeführt werden. - keine Schweißnahtnachbehandlung - Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließen zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. - Beidseitige Schweißung mit ZFP. <p><u>Kerbfall 10):</u> Die Nahtüberhöhung muss $\leq 10\%$ der Nahtbreite und mit verlaufendem Übergang in die Blechoberfläche ausgeführt werden.</p>
63		<ol style="list-style-type: none"> 12) Querstöße in Walzquerschnitten (ohne Freischnitt). 	<ul style="list-style-type: none"> - Schweißnahtan- und -auslaufstücke sind zu verwenden und anschließen zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. - Beidseitige Schweißung

Tabelle 11. Kerbfalltabelle 8.3 nach EN 1993-1-9 für querlaufende Stumpfnähte (Fortsetzung)

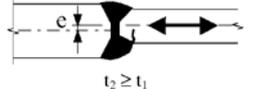
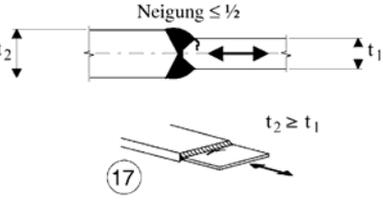
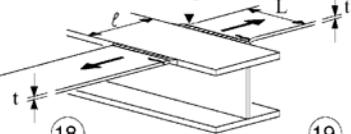
Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
36		13) Einseitig geschweißte Stumpfnähte.	13) Ohne Schweißbadsicherung.
71	Blechedickenabh. f. $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0,2}$ 	13) Einseitig geschweißte Stumpfnähte mit Inspektion der Wurzellage durch ZFP.	
71	Blechedickenabhängigkeit für $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0,2}$  	Mit Schweißbadsicherung: 14) Querstöße 15) Querstöße von Blechen, abgeschragt in Breite oder Dicke mit einer Neigung $\le 1/4$. Auch gültig für gekrümmte Bleche.	Kerbfälle 14) und 15): Die Kehlnaht, mit der die Schweißbadsicherung angeschweißt wird, muss mindestens 10mm von den Rändern des beanspruchten Bleches entfernt enden. Die Heftnaht muss innerhalb der späteren Stumpfnah liegen.
50	Blechedickenabhängigkeit für $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0,2}$ 	16) Quernähte mit verbleibender Schweißbadsicherung, abgeschragt in Breite oder Dicke mit einer Neigung $\le 1/4$. Auch gültig für gekrümmte Bleche.	16) Wenn eine gute Passgenauigkeit nicht sichergestellt ist oder wenn die Anschlussnähte der Wurzelunterlage $\le 10\text{mm}$ von den Blechrändern entfernt enden.
71	Blechedickenabhängigkeit für $t > 25\text{mm}$ und/oder Berücksichtigung der Exzentrizität: $k_s = \left(1 + \frac{6e}{t_1} \frac{t_1^{1,5}}{t_1^{1,5} + t_2^{1,5}}\right) \left(\frac{25}{t_1}\right)^{0,2}$ 	Neigung $\le 1/2$  $t_2 \geq t_1$	17) Quernaht zwischen Blechen unterschiedlicher Dicke ohne Übergang und ohne Exzentrizität.
wie 1) in Tabelle 8.5		18) Quernaht an sich kreuzenden Gurten entsprechend Tabelle 8.5, Kerbfall 1) mit $t = L$.	Kerbfälle 18) und 19) Die Ermüdungsfestigkeit senkrecht zur Lastrichtung ist nach Kerbfalltabelle 8.4, Kerbfall 4 oder 5 nachzuweisen.
wie 4) in Tabelle 8.4		19) Mit Übergang entsprechend Tabelle 8.4, Kerbfall 4) mit r/L .	

Tabelle 12. Kerbfalltabelle 8.4 nach EN 1993-1-9 für angeschweißte Anschlüsse und Steifen

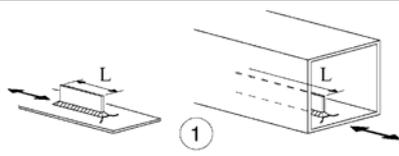
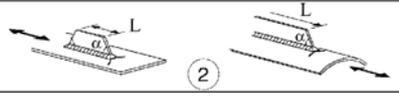
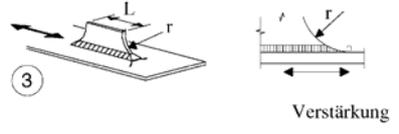
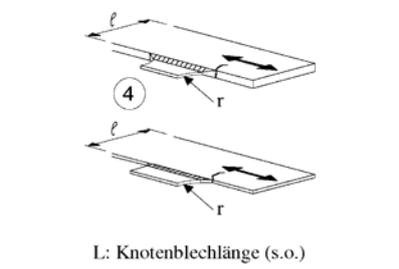
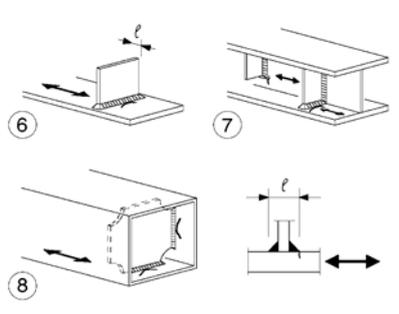
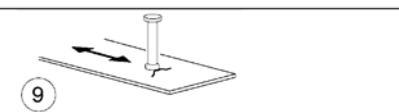
Kerbfall		Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
80	$L \leq 50\text{mm}$	 <p>1</p>	<p><u>Längsrippen:</u></p> <p>1) Die Kerbgruppe hängt von der Länge L der Längsrippe ab.</p>	<p>Die Dicke der Steifen muss kleiner sein als ihre Höhe, sonst siehe Tabelle 8.5, Kerbfall 5 oder 6.</p>
71	$50 < L \leq 80\text{mm}$			
63	$80 < L \leq 100\text{mm}$			
56	$L > 100\text{mm}$			
71	$L > 100\text{mm}$ $\alpha < 45^\circ$	 <p>2</p>	<p>2) Längsrippen an ebenen oder gekrümmten Blechen</p>	
80	$r > 150\text{mm}$	 <p>3</p> <p>Verstärkung</p>	<p>3) Längsgeschweißte Anschlussbleche mit Ausrundung an ebenen oder gekrümmten Blechen. Endverstärkung der Kehlnaht (voll durchgeschweißt); Länge der Verstärkungsnah $> r$.</p>	<p><u>Kerbfälle 3) und 4):</u></p> <p>Am Knotenblech muss ein gleichmäßiger Übergang hergestellt werden, und zwar vor dem Schweißen mit dem Radius r durch maschinelle Bearbeitung oder Brennschneiden und nach dem Schweißen durch Schleifen der Schweißzone parallel zur Lastrichtung, so dass der Schweißnahtübergang der Quernaht vollständig entfernt ist.</p>
90	$\frac{r}{\ell} \geq \frac{1}{3}$ oder $r > 150\text{mm}$	 <p>4</p> <p>L: Knotenblechlänge (s.o.)</p>	<p>4) An den Blech- oder Trägerflanschrändern angeschweißtes Knotenblech.</p>	
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{\ell} < \frac{1}{3}$			
50	$\frac{r}{\ell} < \frac{1}{6}$			
40		 <p>5</p>	<p>5) Ohne Nachbehandlung, ohne Ausrundungsradius.</p>	
80	$t \leq 50\text{mm}$	 <p>6</p> <p>7</p> <p>8</p>	<p><u>Querstreifen:</u></p> <p>6) Querstreifen auf Blechen</p> <p>7) Vertikalstreifen in Walz- oder geschweißten Blechträgern.</p> <p>8) Am Steg oder Flansch angeschweißte Querschotte in Kastenträgern. Nicht für Hohlprofile.</p>	<p><u>Kerbfälle 6) und 7):</u></p> <p>Die Schweißnahtenden sind sorgfältig zu schleifen, um Einbrandkerben zu entfernen.</p>
71	$50 < t \leq 80\text{mm}$		<p>Die Kerbfälle gelten auch für Ringstreifen.</p>	<p>7) Wenn die Steife, Fall 7) links, im Stegblech abschließt, wird $\Delta\sigma$ mit den Hauptspannungen berechnet.</p>
80		 <p>9</p>	<p>9) Einfluss geschweißter Kopfbolzendübel auf den Grundwerkstoff.</p>	

Tabelle 13. Kerbfalltabelle 8.5 nach EN 1993-1-9 für geschweißte Stöße

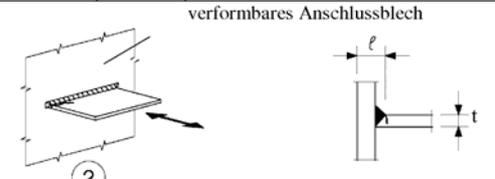
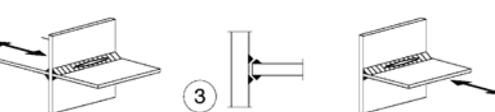
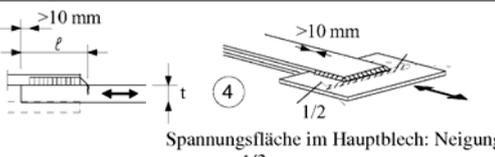
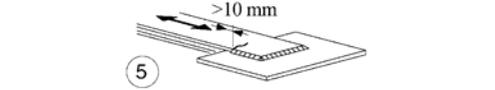
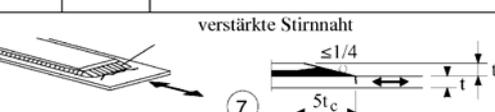
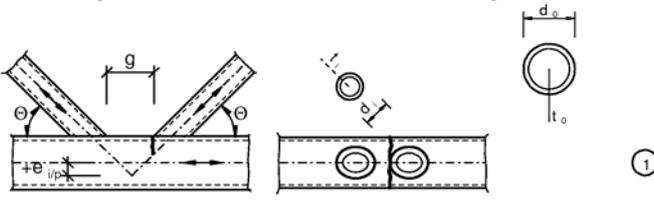
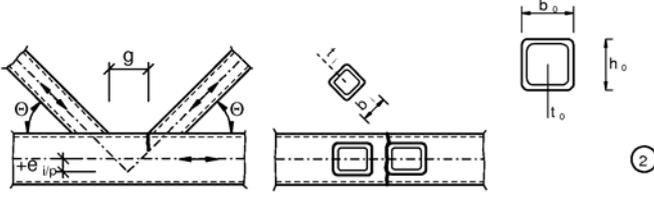
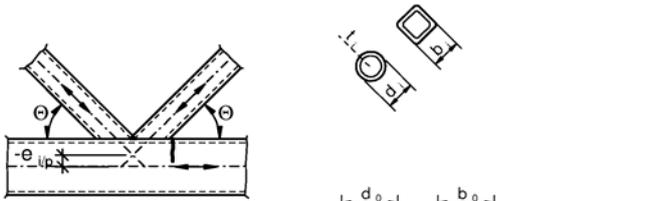
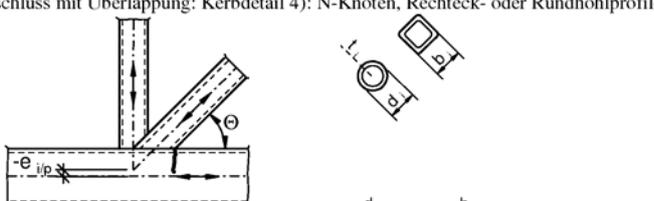
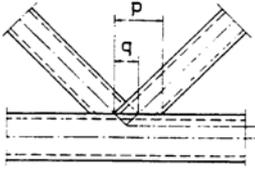
Kerbfall	Konstruktionsdetail		Beschreibung	Anforderungen
80	$t < 50$	all t	Kreuz- und T-Stöße: 1) Riss am Schweißnahtübergang in voll durchgeschweißten Stumpfnähten und allen nicht durchgeschweißten Nähten.	1) Nach Prüfung frei von Diskontinuitäten und Exzentrizitäten außerhalb der Toleranzen nach EN 1090. 2) $\Delta\sigma$ ist mit korrigierten Nennspannungsschwingbreiten zu ermitteln. 3) Es sind 2 Ermüdungsnachweise erforderlich: zum einen der Nachweis gegen Riss der Schweißnahtwurzel mit Spannungen nach Abschnitt 5 mit Kerbgruppe 36* für σ_w und Kerbgruppe 80 für τ_w , zum anderen der Nachweis des Nahtüberganges mit Bestimmung von $\Delta\sigma$ in den belasteten Blechen.
71	$50 < t \leq 80$	all t		
63	$80 < t \leq 100$	all t		
56	$100 < t \leq 120$	all t		
56	$t > 120$	$t \leq 20$		
50	$120 < t \leq 200$ $t > 200$	$t > 20$ $20 < t \leq 30$		
45	$200 < t \leq 300$ $t > 300$	$t > 30$ $30 < t \leq 50$		
40	$t > 300$	$t > 50$		
wie Kerbfall 1 in Tabelle 8.5	verformbares Anschlussblech 		2) Riss am Schweißnahtübergang, ausgehend von der Kante des Anschlussbleches, mit Spannungskonzentrationen an den Schweißnahtenden infolge Blechverformungen.	Kerbfälle 1) bis 3): Die Ausmittigkeit der belasteten Bleche muss $\leq 15\%$ der Dicke des Zwischenblechs sein.
36*			3) Wurzelriss bei nicht voll durchgeschweißten T-Stößen oder Kehlnahtanschlüssen und voll durchgeschweißten T-Stößen.	
wie Kerbfall 1 in Tabelle 8.5	 <p>Spannungsfläche im Hauptblech: Neigung = 1/2</p>		<u>Anschlüsse mit überlappenden Bauteilen:</u> 4) Mit Kehlnähten geschweißte Laschenverbindung.	
45*			5) Mit Kehlnähten geschweißte Laschenverbindung.	- Die Schweißnahtenden müssen $\geq 10\text{mm}$ vom Blechende entfernt sein. - Ein Schubabriss in der Schweißnaht ist mit Kerbfall 8) zu überprüfen.
56*	$t_c < t$	$t_c \geq t$	<u>Gurtlamellen auf Walzprofilen und geschweißten Blechträgern:</u> 6) Endbereiche von einlagig oder mehrlagig aufgeschweißten Gurtplatten mit und ohne Stirrnaht.	6) Wenn die Lamellen breiter sind als der Flansch, ist eine Stirrnaht, die sorgfältig ausgeschliffen wird, um Einbrandkerben zu entfernen, erforderlich. Die minimale Lamellenlänge beträgt 300 mm. Für kürzere Lamellen siehe Abstufung für Kerbfall 1.
50	$20 < t \leq 30$	$t \leq 20$		
45	$30 < t \leq 50$	$20 < t \leq 30$		
40	$t > 50$	$30 < t \leq 50$		
36	-	$t > 50$		
56	verstärkte Stirrnaht 			
80			8) Durchgehende Kehlnähte, die einen Schubfluss übertragen, wie z.B. Halskehlnähte zwischen Stegblech und Flansch bei geschweißten Blechträgern.	8) $\Delta\tau$ ist auf die Schweißnahtdicke bezogen zu berechnen. 9) $\Delta\tau$ ist auf die Schweißnahtdicke bezogen unter Berücksichtigung der Gesamtlänge der Schweißnaht zu berechnen. Schweißnahtenden müssen $\geq 10\text{mm}$ vom Blechende entfernt sein.
m=5			9) Mit Kehlnähten geschweißte Laschenverbindung.	
siehe EN 1994-2 (90 m=8)			<u>Schweißnähte unter Querkraftbeanspruchung:</u> 10) Kopfbolzendübel in Verbundwirkung	10) $\Delta\tau$ wird am Nennquerschnitt des Dübels ermittelt.
71			11) Ringflansanschluss mit zu 80% durchgeschweißten Stumpfnähten.	11) Der Schweißnahtübergang ist zu überschleifen. $\Delta\sigma$ wird am Rohrquerschnitt berechnet.
40			12) Ringflansanschluss mit Kehlnähten	12) $\Delta\sigma$ wird am Rohrquerschnitt berechnet.

Tabelle 14. Kerbfalltabelle 8.6 nach EN 1993-1-9 für Hohlprofile ($t \leq 12,5$ mm)

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
71		1) Ringflanschanchluss mit zusammengedrücktem Endquerschnitt, Stumpfnah (X-Naht).	1) $\Delta\sigma$ ist am Rohrquerschnitt zu berechnen. Rohrdurchmesser < 200 mm
71		2) Rohr-Blech-Anschluss, Rohr geschlitzt und an das Blech geschweißt, Loch am Schlitzende.	2) $\Delta\sigma$ ist am Rohrquerschnitt zu berechnen. Schubrisse in der Schweißnaht sind nach Tabelle 8.5, Kerbfall 8 nachzuweisen.
63			
71		<u>Quernähte:</u> 3) Stöße von Rundhohlprofilen mit durchgeschweißten Stumpfnähten.	<u>Kerbfälle 3) und 4):</u> - Nahtüberhöhung $\leq 10\%$ der Schweißnahtdicke mit verlaufendem Übergang in das Grundmaterial.
56		4) Stöße von Rechteckhohlprofilen mit durchgeschweißten Stumpfnähten.	- In Wannelage geschweißte Nähte und nachweisbar frei von erkennbaren Fehlern außerhalb der Toleranzen nach EN 1090. - Konstruktionsdetails mit $t > 8$ mm dürfen 2 Kerbfallkategorien höher eingestuft werden.
71		<u>Nicht tragende Schweißnähte:</u> 5) Mit Kehlnähten an ein anderes Bauteil angeschweißte runde oder rechteckige Hohlprofile.	5) - Nicht tragende Schweißnähte. - Querschnittsbreite parallel zur Spannungsrichtung $l \leq 100$ mm. - für andere Fälle siehe Tabelle 8.4
50		<u>Tragende Schweißnähte:</u> 6) Kopfplattenstoß von Rundhohlprofilen mit durchgeschweißten Nähten.	<u>Kerbfälle 6) und 7):</u> - Tragende Schweißnähte. - ScheiBnahtinspektion und nachweisbar frei von erkennbaren Fehlern außerhalb der Toleranzen nach EN 1090.
45		7) Kopfplattenstoß von Rechteckhohlprofilen mit durchgeschweißten Nähten.	- Konstruktionsdetails mit Wanddicken $t > 8$ mm dürfen eine Kerbfallkategorien höher eingestuft werden.
40		8) Kopfplattenstoß von Rundhohlprofilen mit Kehlnähten.	<u>Kerbfälle 8) und 9):</u> - Tragende Schweißnähte. - Wanddicken $t \leq 8$ mm.
36		9) Kopfplattenstoß von Rechteckhohlprofilen mit Kehlnähten.	

Tabelle 15. Kerbfalltabelle 8.7 nach EN 1993-1-9 für geschweißte Knoten von Fachwerkträgern

Kerbfall	Konstruktionsdetail		Anforderungen
90 m=5	$\frac{t_0}{t_1} \geq 2,0$	Anschluss mit Spalt: Kerbdetail 1): K- und N- Knoten, Rundhohlprofile: 	Kerbfälle 1) und 2): - Es sind getrennte Nachweise für Gurte und Diagonalen zu führen. - Bei Zwischenwerten von t_0/t_1 ist zwischen den Kerbgruppen linear zu interpolieren. - Bei Diagonalen mit $t \leq 8$ mm sind Kehlnähte erlaubt. - t_0 und $t_1 \leq 8$ mm - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ - $b_0/t_0 \cdot t_0/t_1 \leq 25$ - $d_0/t_0 \cdot t_0/t_1 \leq 25$ - $0,4 \leq b_0/b_0 \leq 1,0$ - $0,25 \leq d_0/d_0 \leq 1,0$ - $b_0 \leq 200$ mm - $d_0 \leq 300$ mm - $-0,5h_0 \leq e_{vp} \leq 0,25h_0$ - $-0,5d_0 \leq e_{vp} \leq 0,25d_0$ - $e_{vp} \leq 0,02b_0$ oder $\leq 0,02d_0$ [e _{vp} : Ausmittigkeit rechtwinklig zur Verbandsebene] Kerbfall 2): $0,5(b_0 - b_1) \leq g \leq 1,1(b_0 - b_1)$ und $g \geq 2t_0$
45 m=5	$\frac{t_0}{t_1} = 1,0$		
71 m=5	$\frac{t_0}{t_1} \geq 2,0$	Anschluss mit Spalt: Kerbdetail 2): K- und N- Knoten, Rechteckprofile: 	[e _{vp} : Ausmittigkeit rechtwinklig zur Verbandsebene] Kerbfall 2): $0,5(b_0 - b_1) \leq g \leq 1,1(b_0 - b_1)$ und $g \geq 2t_0$
36 m=5	$\frac{t_0}{t_1} = 1,0$		
71 m=5	$\frac{t_0}{t_1} \geq 1,4$	Anschluss mit Überlappung: Kerbdetail 3): K-Knoten, Rechteck- oder Rundhohlprofile: 	Kerbfälle 3) und 4): - 30 % ≤ Überlappung ≤ 100 % - Überlappung = $(q/p) \times 100$ % - Es sind getrennte Nachweise für Gurte und Diagonalen zu führen. - Bei Zwischenwerten von t_0/t_1 ist zwischen den Kerbgruppen linear zu interpolieren.. - Bei Diagonalen mit $t \leq 8$ mm sind Kehlnähte erlaubt. - t_0 und $t_1 \leq 8$ mm - $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ - $b_0/t_0 \cdot t_0/t_1 \leq 25$ - $d_0/t_0 \cdot t_0/t_1 \leq 25$ - $0,4 \leq b_0/b_0 \leq 1,0$ - $0,25 \leq d_0/d_0 \leq 1,0$ - $b_0 \leq 200$ mm - $d_0 \leq 300$ mm - $-0,5h_0 \leq e_{vp} \leq 0,25h_0$ - $-0,5d_0 \leq e_{vp} \leq 0,25d_0$ - $e_{vp} \leq 0,02b_0$ oder $\leq 0,02d_0$ [e _{vp} : Ausmittigkeit rechtwinklig zur Verbandsebene]
56 m=5	$\frac{t_0}{t_1} = 1,0$		
71 m=5	$\frac{t_0}{t_1} \geq 1,4$	Anschluss mit Überlappung: Kerbdetail 4): N-Knoten, Rechteck- oder Rundhohlprofile: 	[e _{vp} : Ausmittigkeit rechtwinklig zur Verbandsebene]
50 m=5	$\frac{t_0}{t_1} = 1,0$		
			Definition von p und q: 

5.2.3 Einfluss der geometrischen Abmessungen bei angeschweißten Blechen bzw. Steifen

Die Anordnung und die geometrischen Abmessungen von anzuschweißenden Blechen bzw. Steifen in Bezug auf das Grundblech ist von entscheidender Bedeutung auf die Ermüdungsfestigkeit. Allgemein lassen sich folgenden Anordnungsmöglichkeiten unterscheiden:

1. das anzuschweißende Blech wird am Rand des Grundblechs angeschweißt, Bild 26a)
2. das anzuschweißende Blech wird auf das Grundblech aufgeschweißt und zwar:
 - in derselben Ebene wie das Grundblech (Gurtlamelle), Bild 26b)
 - senkrecht zur Grundblechebene (Kreuz- oder T-Stoß), Bild 26c)
 - senkrecht zur Grundblechebene und längs der Beanspruchung des Grundblechs (Längssteife), Bild 26d)
 - senkrecht zur Grundblechebene und quer der Beanspruchung des Grundblechs (Quersteife), Bild 26e)

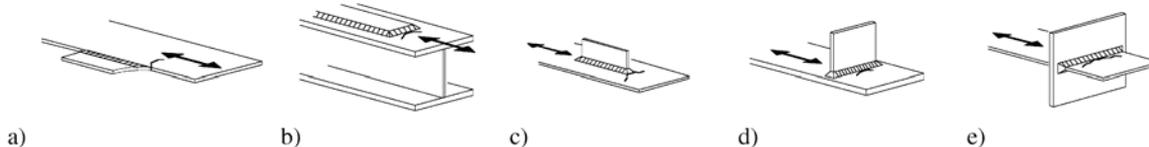


Bild 26. Anordnungsmöglichkeiten von angeschweißten Blechen und Steifen

Im Rahmen der Erarbeitung des Kerbfallkatalogs in EN 1993-1-9 wurden für die unterschiedlichen Anordnungsmöglichkeiten von angeschweißten Blechen bzw. Steifen weitestgehend einheitliche geometrische Parameterbereiche bei der Festlegung der Kerbfallklassen bestimmt. So ist zum Beispiel der Kerbfall einer aufgeschweißten kurzen Längssteife ($L < 50 \text{ mm}$) identisch mit dem Kerbfall eines durchgeschweißten Kreuz- oder T-Stoßes mit den geometrischen Abmessungen ($\ell < 50 \text{ mm}$). In beiden Fällen ist der Kerbfall 80 festgelegt.

5.2.4 Kerbfälle für geschweißte Hohlprofilknoten von Fachwerkträgern

In EN 1993-1-9 Tabelle 8.7 sind Kerbfälle für geschweißte Hohlprofilknoten von Fachwerkträgern zusammengestellt. Aufgrund der relativ starken Einschränkungen bezüglich der Abmessungen und Geometrie ist ihre Anwendung im Brückenbau sehr beschränkt. Falls dennoch eine Anwendung im Brückenbau vorgesehen ist, wird die Anwendung des Strukturspannungskonzepts empfohlen, siehe Abschnitt 6.2. Weitere Informationen sind z.B. auch in [25], [57] und [58] enthalten.

5.2.5 Kerbfälle bei Schubbeanspruchung

Bei Schubbeanspruchung sind die *Wöhlerlinien* mit einer einheitlichen Steigung von $m = 5$ definiert. Aber auch hier darf die *Wöhlerlinie* bei $1 \cdot 10^8$ Schwingspielen abgeschnitten werden. In EN 1993-1-9 sind nur drei Kerbfälle mit reiner Schubbeanspruchung definiert:

- Grundmaterial gewalzter und gepresster Erzeugnisse $\Delta\tau_C = 80 \text{ N/mm}^2$ (vgl. EN 1993-1-9, Tabelle 8.1, Konstruktionsdetail 6) und 7)),
- Abscheren von Schrauben mit einem Wert $\Delta\tau_C = 100 \text{ N/mm}^2$ (vgl. EN 1993-1-9, Tabelle 8.1, Konstruktionsdetail 15)) und
- Schubspannungen in Halskehlnähten geschweißter Träger und Schubspannungen in Kehlnähten von Laschenverbindungen mit einem Wert $\Delta\tau_C = 80 \text{ N/mm}^2$ (vgl. EN 1993-1-9, Tabelle 8.5, Konstruktionsdetail 8) und 9)).

5.2.6 Regelungen zum Größeneinfluss

Die Regelungen zum Ermüdungsnachweis in EN 1993-1-9 für Stahl und in ENV 1999-1-3 für Aluminium berücksichtigen auch Einflüsse der Bauteilgröße auf die Ermüdungsfestigkeit. Die Erfassung des Größeneinflusses erfolgt dabei auf unterschiedliche Art und Weise:

1. Der Größeneinfluss ist im Kerbfall des vorliegenden Konstruktionsdetails durch die gezielte Konzentration der Auswertung auf Versuchsergebnisse an bauteilähnlichen Versuchskörpern implizit erfasst. Das heißt, Größeneinflüsse z.B. aus Eigenspannungen oder der Blechdicke sind im Kerbfall automatisch enthalten.
2. Durch die Abhängigkeit der Kerbfallklasse von spezifizierten geometrischen Abmessungen der Konstruktionsdetails. Ein Beispiel hierfür ist z.B. das Konstruktionsdetail der aufgeschweißten Längssteife, vgl. EN 1993-1-9, Tabelle 8.4 Detail ①, in dem der Kerbfall in Abhängigkeit der Länge L der Längssteife angegeben wird.
3. Durch die Abhängigkeit der Kerbfallklasse von der Blech- bzw. Wanddicke. Die Berücksichtigung erfolgt dadurch, dass für ausgewiesene Konstruktionsdetails die Kerbfallklasse mit dem Blechdickenreduktionsfaktor k_s nach [21] multipliziert wird:

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s \cdot \Delta\sigma_C \quad \text{mit} \quad k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^n < 1.0 \quad (43)$$

hierbei ist der Exponent n abhängig von der Art des Konstruktionsdetails. In EN 1993-1-9 ist der Wert $n = 0,2$ für Stumpfnähte und $n = 0,25$ für Schrauben unter Zugbeanspruchung angegeben.

Nähere Informationen und Hintergründe zum Größeneinfluss sind auch im nächsten Abschnitt 5.3 enthalten.

Für geschweißte Hohlprofilverbindungen sind in [25] ebenfalls Regeln zum Größeneinfluss enthalten.

5.3 GRÖßENEINFLUSS

5.3.1 Allgemein

In zahlreichen Versuchen wurde nachgewiesen, dass die Ermüdungsfestigkeit mit wachsender Proben- bzw. Bauteilgröße abnimmt. Dieses Phänomen wird grundsätzlich als Größeneinfluss bezeichnet und ist auch als Grund dafür anzusehen, dass die Ermüdungsfestigkeit keine Materialkonstante ist. Innerhalb der Literatur existieren unterschiedliche Erklärungen zu diesem Phänomen sowie Ansätze zur Verknüpfung der Bauteilgröße mit der Ermüdungsfestigkeit, vgl. z.B. [59] - [66]. Danach erfordert die korrekte Erfassung des Größeneinflusses auf die Ermüdungsfestigkeit eines Bauteil sowohl eine Betrachtung der mikrostrukturellen Ebene, bestimmt z.B. durch Korngröße, Mikrorisse, Poren, Einschlüsse als auch eine Betrachtung der makrostrukturellen Ebene die z.B. durch Eigenspannungen, Bauteildicke oder dem Spannungszustand bestimmt wird.

In der Literatur werden unter dem Begriff „Größeneinfluss“ teilweise mehrere unterschiedliche Effekte vereint. Schließt man Effekte aus einer unterschiedlichen Oberflächenrauigkeit z.B. infolge Korrosion aus, so lassen sich die Ursachen für den Größeneinfluss wie folgt untergliedern:

- *Technologischer Größeneinfluss.* Im Vergleich zu Kleinproben besitzen bauteilähnliche reale Probekörper ein wesentlich höheres Eigenspannungsniveau infolge Verformungsbehinderungen und/oder thermischen Beanspruchungen aus dem Schweißprozess, die zu einer Verringerung der Ermüdungsfestigkeit führen. Weitere sekundäre Auswirkungen die sich unter dem Begriff des technologischen Größeneinflusses zusammenfassen lassen sind Effekte z.B. durch Grobkornbildung oder einer Reduktion der Streckgrenze und Materialzähigkeit mit zunehmender Bauteilgröße.

- *Statistischer Größeneinfluss.* Eine Vergrößerung der Proben- und Bauteilabmessungen hat eine Zunahme der Bauteiloberfläche zur Folge. Damit wächst die Wahrscheinlichkeit für das Vorhandensein von schwingbruchauslösenden Fehlstellen und die Ermüdungsfestigkeit nimmt mit zunehmender Bauteilgröße ab.
- *Geometrischer Größeneinfluss.* Der geometrische Größeneinfluss bezieht sich auf den Spannungsgradient im Bauteilquerschnitt, der bei geometrischen Diskontinuitäten (Kerben) sowie Biege- oder Torsionsbelastungen entsteht. Bei gleichen Spannungen an der Bauteiloberfläche führt ein steilerer Spannungsgradient, wie er bei dünneren Bauteilen auftritt, zu kleineren Dehnungen im Randbereich als dies bei dickwandigen Bauteilen der Fall ist.

Eine getrennte Erfassung der einzelnen Effekte des Größeneinflusses ist jedoch nur schwer möglich. Während auf der einen Seite die geometrischen Kenngrößen wie z.B. die Bauteillänge, die Blechdicke, die Nahtdicke oder die Risstiefe gezielt festgelegt werden können, sind auf der anderen Seite die Effekte z.B. aus Eigenspannungen nicht steuerbar und ändern sich automatisch mit der Bauteilgröße. Aufgrund dieser Schwierigkeit unterliegt die Festlegung der Kerbfallklassen in EN 1993-1-9 daher folgenden Prinzipien:

- *Versuchsergebnisse unterschiedlicher geometrischer Abmessungen werden getrennt voneinander ausgewertet.* Dadurch wird der statistische Größeneinfluss der in unmittelbarem Zusammenhang z.B. mit der Länge einer Schweißnaht steht, ausgeschlossen. Bild 27 zeigt hierfür ein Beispiel für das Konstruktionsdetail einer aufgeschweißten Quersteife aus einer japanischen Untersuchung [67]. Dargestellt sind die Ergebnisse von Ermüdungsversuchen identisch beanspruchter Proben bei Variation der Probenbreite W und damit automatisch der Schweißnahtlänge. Es ist deutlich erkennbar, dass die Ergebnisse der Proben mit geringen Breiten $W = 20$ und 80 mm zu wesentlich höheren Werten der Ermüdungsfestigkeit führen als die breiten Proben mit $W = 160$ und 200 mm. Die schmalen Proben korrespondieren dabei im Wesentlichen mit dem Kerbfall 100 und die breiten Proben mit dem Kerbfall 80 nach EN 1993-1-9. Dies lässt sich damit begründen, dass mit zunehmender Probenbreite und damit der Schweißnahtlänge die Wahrscheinlichkeit für das Vorhandensein von schwingbruchauslösenden Fehlstellen (Risse, Einbrandkerben, Poren,..) ebenfalls zunimmt. Das heißt, je größer die Probenbreite und damit die Schweißnahtlänge, desto geringer ist die Ermüdungsfestigkeit. Es ist jedoch anzumerken, dass sich diesbezüglich ein asymptotischer Verlauf hin zu einem Minimalwert, der in diesem Fall bei ca. $W = 200$ mm liegt, einstellt.
- *Die Festlegung von Kerbfallklassen orientiert sich möglichst an der Auswertung von Versuchsergebnissen an bauteilähnlichen Probekörpern.* Dadurch wird der technologische Größeneinfluss hauptsächlich infolge des erhöhten Eigenspannungsniveaus implizit bei der Festlegung der Kerbfallklasse erfasst.

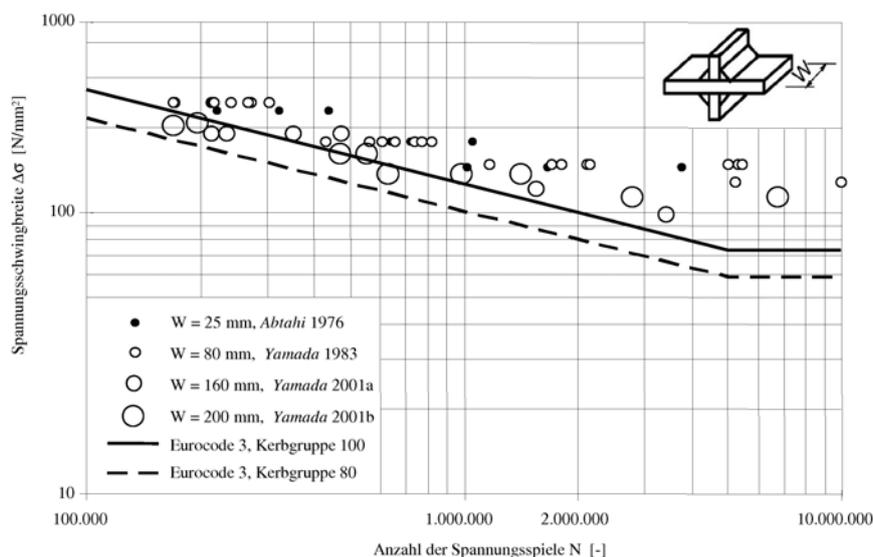


Bild 27. Ermüdungsversuche zum Einfluss der Bauteilgröße am Konstruktionsdetail einer aufgeschweißten Quersteife nach [67]

Als theoretische Grundlage für den Größeneinfluss im Bereich der Materialermüdung wird vielfach die *Weibull*-Theorie erwähnt [59]. Die *Weibull*-Theorie beruht zum einen auf dem Prinzip „des schwächsten Gliedes“ (engl. „weakest link model“) und zum anderen auf der Annahme, dass der Prozess der Materialermüdung ausschließlich durch die örtlich lokale Spannung bestimmt wird. Da mit Zunahme der Bauteilgröße auch das Volumen V des „örtlich hoch beanspruchten Bereichs“ zunimmt, gilt nach *Weibull* folgender Zusammenhang zwischen zwei unterschiedlich großen und durch die Spannung σ beanspruchter Bauteile:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \left(\frac{V_2}{V_1} \right)^{1/kw} = n \quad (44)$$

Hierbei wird unterstellt, dass die Versagenswahrscheinlichkeit beider Bauteile identisch ist. Bei dem Wert n handelt es sich um den statistischen Größenfaktor und der Wert kw stellt den sog. Materialexponenten nach *Weibull* dar. Die Werte für kw liegen im Bereich 5 bis 50 und für Materialien aus Eisen und Stahl im Bereich 18 bis 30. Im Bereich der Materialermüdung erstreckt sich die Gültigkeit der *Weibull*-Theorie im Wesentlichen jedoch auf glatte ungekerbte Bauteile bei denen die Rissentstehungsphase dominiert. Für typische gekerbte Bauteile mit Imperfektionen, wie dies bei Schweißverbindungen der Fall ist, ist die Anwendung weniger zutreffend. Hier stellt die Methode der Bruchmechanik, vgl. nachfolgender Abschnitt, ein wesentlich geeigneteres Verfahren dar.

5.3.2 Bruchmechanische Erfassung des Größeneinflusses

Erste wissenschaftliche Untersuchungen zur Erfassung des Größeneinflusses auf die Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen wurden bereits in den 80iger Jahren unter Anwendung der linear-elastischen Bruchmechanik durchgeführt [21], [68]. Es werden nachfolgend kurz die Möglichkeiten zur bruchmechanischen Erfassung des Größeeinflusses erläutert.

Bei wiederholter Beanspruchung eines rissbehafteten Bauteils wird als maßgebende Kengröße für den zyklischen Rissfortschritt die Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors ΔK angesehen, die sich in wie folgt bestimmen lässt

$$\Delta K = M_k(a) \cdot F_f(a) \cdot \Delta \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \quad (45)$$

mit

$\Delta \sigma$ Nennspannungsschwingbreite

a Risstiefe

$F_f(a)$ Korrekturfunktion zur Erfassung der Rissform

$M_k(a)$ Korrekturfunktion zur Erfassung der lokalen Kerbwirkung des betreffenden Konstruktionsdetails

Nach *Paris* lässt sich unter Kenntnis der Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors ΔK und der Werkstoffkennwerte C und m die Risswachstumsgeschwindigkeit wie folgt bestimmen

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \Delta K^m \quad (46)$$

C Konstante der Paris-Gleichung

m Exponent der Paris-Gleichung

Für die Korrekturfunktion $M_k(a)$ existieren in der Literatur unterschiedliche Lösungsansätze. Nach [69], [70] und [71] lässt sich beispielsweise die Korrekturfunktion in folgender allgemeiner Form darstellen:

$$M_k = v \cdot \left(\frac{a}{t} \right)^w \quad (47)$$

mit

v Konstante
t Blechdicke
w Exponent

Wird weiterhin vereinfachend angenommen, dass während des Risswachstums die Rissform nahezu identisch bleibt, so ist die Korrekturfunktion $F_f(a)$ konstant und Gleichung (45) lässt sich vereinfachen zu:

$$\Delta K = v \cdot \left(\frac{a}{t} \right)^w \cdot F_f \cdot \Delta \sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a} = F_f \cdot \Delta \sigma \cdot \sqrt{\pi} \cdot a^{(w+1/2)} \cdot v \cdot \left(\frac{1}{t} \right)^w \quad (48)$$

Durch Einsetzen von Gleichung (48) in (46) erhält man schließlich durch Integration die Lebensdauer bis zum Bruch N_f ausgehend von einem Anfangsriss a_i bis zur Endrisslänge a_f

$$N_f = \frac{t^{mw}}{(\Delta \sigma)^m \cdot D \cdot m'} \cdot [a_f^{m'} - a_i^{m'}] \quad m' \neq 0 \quad (49a)$$

$$N_f = \frac{t^{mw}}{(\Delta \sigma)^m \cdot D} [\ln(a_f) - \ln(a_i)] \quad m' = 0 \quad (49b)$$

mit

$$D = C \cdot (F_f \cdot v \cdot \sqrt{\pi})^m \quad (50)$$

$$m' = 1 - m(w + 1/2) \quad (51)$$

Der Aufbau und die Form der Gleichungen (49a) und (49b) sind mit der allgemeinen Form der *Wöhlerlinie* ($N = \text{Konstante} \cdot \Delta \sigma^{-m}$) nahezu identisch, jedoch besteht hier eine Abhängigkeit zur Blechdicke t . Auch wenn die Qualität dieser bruchmechanischen Betrachtungsweise wesentlich von den Annahmen der Wahl der Korrekturfunktionen geprägt ist, lässt sich bei einer möglichst exakten Abbildung der Korrekturfunktionen eine zufriedenstellende Genauigkeit im Vergleich mit experimentellen *Wöhlerlinien* erzielen [72].

Im Sinne einer möglichst praxisorientierten Anwendung lässt aus Gleichung (49a) analog zu Gleichung (43) durch Einführung von Bezugsgrößen für die geometrischen Abmessungen und der Spannungsschwingbreite (Index „0“) ein numerisch bestimmter Dickenreduktionsfaktor $k_{s,num}$ ableiten:

$$\Delta \sigma_{red} = \Delta \sigma_0 \cdot k_{s,num} = \Delta \sigma_0 \cdot \left(\frac{t^w F_{f_0} v_0}{t_0^w F_f v} \right) \cdot \left[\frac{m'_0}{m'} \left(\frac{a_f^{m'} - a_i^{m'}}{a_{f_0}^{m'_0} - a_{i_0}^{m'_0}} \right) \right]^{1/3} \quad (52)$$

Dieser numerisch ermittelbare Dickenreduktionsfaktor ist von mehreren geometrischen Abmessungen und Parametern abhängig, jedoch unabhängig von den Werkstoffkonstanten C und m der *Paris-Gleichung*. Am Beispiel der Konstruktionsdetails „Längssteife“ und „Quersteife“ wurde eine Auswertung des numerischen Dickenreduktionsfaktors gemäß Gleichung (52) vorgenommen. Hierbei wurden die einzelnen geometrischen Abmessungen und sonstigen Parameter im Rahmen praxisüblicher Verhältnisse gemäß Tabelle 16 variiert. Als Bezugsgrößen wurden weiterhin die geometrischen Abmessungen der entsprechenden *Wöhlerlinien* in EN 1993-1-9 gewählt. Im Rahmen der Auswertung lässt sich zeigen, dass die empirisch ermittelte Beziehung für den Dickenreduktionsfaktor in den Normen, siehe Gleichung (43), bei Verwendung von unteren Grenzwerten für w bzw. $w_0 = -0,2$ eine Vereinfachung des numerisch bestimmbareren Dickenreduktionsfaktors gemäß Gleichung (52) ist.

Tabelle 16. Parameterbereich für die Auswertung des Dickenreduktionsfaktors gemäß Gleichung (52)

Konstruktionsdetail	F_f	v	w	m'
Aufgeschweißte Längssteife	0,97	0,66 bis 1,05	-0,33 bis -0,20	0,09 bis 0,50
Aufgeschweißte Quersteife	0,71 bis 1,07	0,74 bis 0,81	-0,30 bis -0,20	0,10 bis 0,38

Bild 28 zeigt beispielhaft eine Auswertung von Gleichung (52) für das Konstruktionsdetail der aufgeschweißten Längssteife bei Variation unterschiedlicher geometrischer Parameter: der Blechdicke t , des Nahtanstiegswinkels $\theta = 30, 45$ und 60° , der Längssteifenlänge $L = 100$ und 200 mm sowie der Längssteifenfendicke $t_s = 8, 16$ und 32 mm. Dargestellt sind die numerisch ermittelten Dickenreduktionsfaktoren als Quotient des Verhältnisses $\Delta\sigma_{red}/\Delta\sigma_0$ im Vergleich zu den Regelungen nach EN 1993-1-9 und EKS [73]. Für einen vorgegebenen Nahtanstiegswinkel θ resultieren die Änderungen des Dickenreduktionsfaktors in erster Linie auf der unterschiedlichen Länge der Längssteife L . Die Längssteifenlänge hat damit einen wesentlichen Einfluss auf den Reduktionsfaktor, was dazu geführt hat, dass dieser Kerbfall in EN 1993-1-9 auch in Abhängigkeit der Länge der Längssteife angegeben wird. Für das Konstruktionsdetail der Längssteife ist hingegen in EN 1993-1-9 keine Blechdickenkorrektur vorgesehen, da in den der Kerbfalleinordnung zugrunde liegenden experimentellen Daten bereits der Einfluss der Blechdicke erfasst ist.

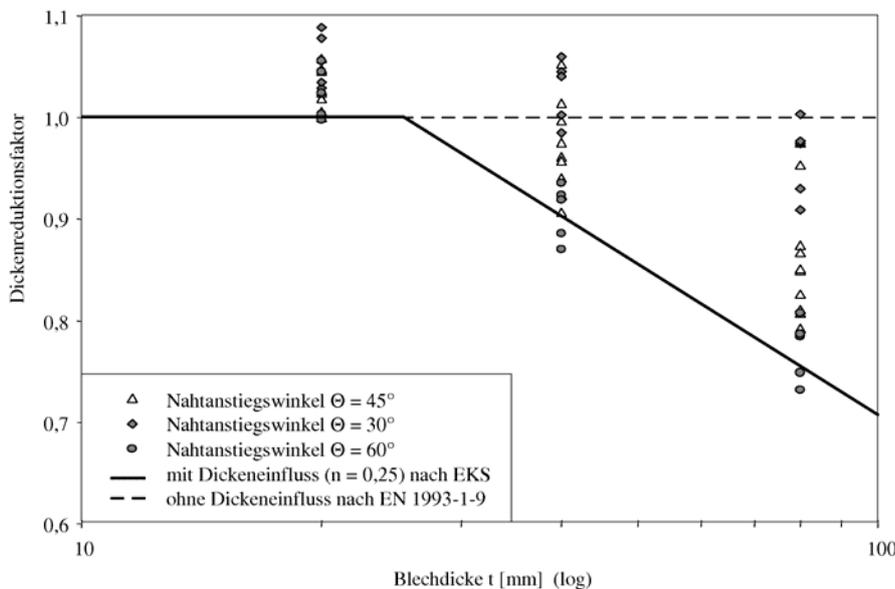


Bild 28. Auswertung des numerischen Blechdickenreduktionsfaktors nach Gleichung (52) und Vergleich mit bestehenden Regeln bei Variation unterschiedlicher geometrischer Abmessungen

Wie aus Bild 28 zu erkennen ist, nimmt der Dickeneinfluss mit kleiner werdendem Nahtanstiegswinkel ab und es stellt sich ein Minimalwert bei ca. $\theta \leq 30^\circ$ ein. Aus dem Ergebnis kann u.a. auch geschlossen werden, dass Maßnahmen zur Reduktion des Nahtanstiegswinkels, z.B. in Form einer Schweißnahtnachbehandlung durch WIG-Aufschmelzen oder Überschleifen eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit bewirken und so einen u.U. nachteiligen Größeneinfluss aufheben können.

Auf Basis der numerisch abgeleiteten Gleichung (52) lässt sich die in EN 1993-1-9 enthaltene Gleichung für den Größeneinfluss, bei Vernachlässigung des zweiten Klammerausdrucks infolge des Exponent 1/3, wie folgt vereinfachen:

$$\Delta\sigma_{\text{red}} = \Delta\sigma_0 \cdot \left(\frac{t^w F_{f_0} v_0}{t_0^w F_f v} \right) \quad (53)$$

wobei die Kenngrößen v_0 , w_0 und F_{f_0} als geometrische Mittelwerte der in EN 1993-1-9 zugrundeliegenden *Wöhlerlinien* zu verwenden sind. Die Kenngrößen v und w können durch entsprechende bruchmechanische Berechnungen bestimmt werden. Eine weitere Vereinfachung von Gleichung (53) ist zum Beispiel möglich, wenn man die Rissform innerhalb der Risswachstumsphase als konstant und auf der sicheren Seite liegend annimmt. Für Längssteifen ist dies z.B. für Werte $F_f = 0,97$ ($a/c = 0,4$) und für Quersteifen $F_f = 0,71$ ($a/c = 0,2$) der Fall.

Im Gegensatz zu EN 1993-1-9 erfolgt die Berücksichtigung des Blechdickeneinflusses in den IIW-Empfehlungen [27] in einer wesentlich differenzierteren Art und Weise. Für Blechdicken größer 25 mm ist der Dickenkorrekturfaktor $f(t)$ dabei nach Gleichung (54) und Tabelle 17 in Abhängigkeit vom Konstruktionsdetail, der Belastung, dem Nachbehandlungszustand und dem Verhältnis der geometrischen Nahtabmessungen L/t , siehe Bild 29, zu bestimmen.

$$f(t) = \left(\frac{25}{t_{\text{eff}}} \right)^n \quad \text{wobei } t > 25 \text{ mm} \quad (54)$$

mit

$$t_{\text{eff}} = 0,5 \cdot L > t \quad \text{für } L/t \leq 2 \quad (55a)$$

$$t_{\text{eff}} = t \quad \text{in allen anderen Fällen} \quad (55b)$$

Tabelle 17. Exponenten n für die Blechdickenkorrektur gemäß IIW-Empfehlungen [27]

Konstruktionsdetail	Behandlungszustand	Exponent n
Querbelastete Kreuz- und T-Stöße, Bleche mit Quersteifen	wie geschweißt	0,3
Querbelastete Kreuz- und T-Stöße, Bleche mit Quersteifen	Nahtübergang geschliffen	0,2
Querbelastete Stumpfstoße	wie geschweißt	0,2
Stumpfstoße, blechen geschliffen, Grundwerkstoff, längsbeanspruchte Schweißnähte oder Anschweißteile	alle	0,1

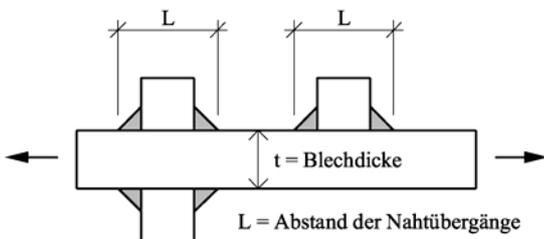


Bild 29. Definition der geometrischen Abmessungen nach IIW [27]

5.4 MITTELSPANNUNGSEINFLUSS

Die Mittelspannungen haben im Wesentlichen nur bei kerbfreien, ungeschweißten Konstruktionen einen deutlichen Einfluss. Sie wirken günstig wenn sie als Druckspannungen auftreten, ungünstig als Zugspannungen. In DIN 4132 [74] und DS 804 [75] wurde der Einfluss der Mittelspannung gemäß dem *Smith*-Diagramm berücksichtigt. In EN 1993-1-9 wird für geschweißte Konstruktionen der Mittelspannungseinfluss vernachlässigt, bei nicht geschweißten oder spannungsarm geglühten Bauteilen ist eine Berücksichtigung möglich, vgl. Abschnitt 4.4.1.

In Bild 30 sind an einem konkreten Beispiel aus dem Brückenbau für das Konstruktionsdetail Stumpfstoß (Sondergüte) die Auswirkungen zwischen den alten Regeln nach DS 804 und den neuen Regeln nach EN 1993-1-9 aufgezeigt. Im Wechselbereich für Spannungsverhältnisse $-1,0 \leq R \leq 0$ ist nach den alten Regeln die Ermüdungsfestigkeit ca. 20-50% höher, für typische Spannungsverhältnisse von $R \approx +0,2$, wie sie der Festlegung der Kerbfallzuordnung gemäß EN 1993-1-9 zugrundeliegen, sind die Ergebnisse nahezu identisch und bei hohen Zugmittelspannungen $R > +0,3$ liefert der Eurocode günstigere Ergebnisse.

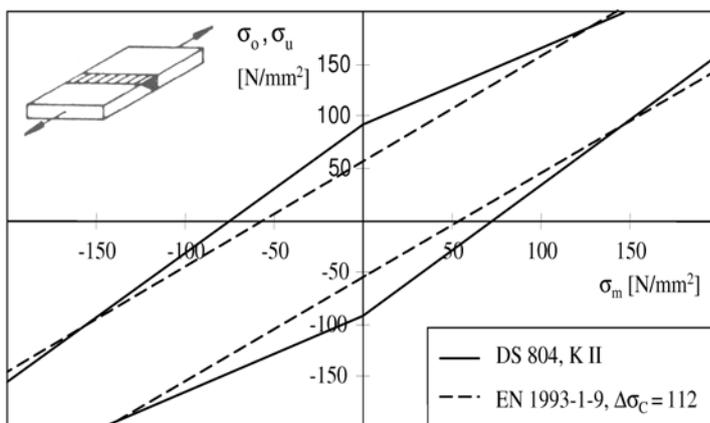


Bild 30. Vergleich der Spannungsschwingbreiten nach DS 804 und EN 1993-1-9, $\gamma_{MF} = 1,0$

Regelungen zum Mittelspannungseinfluss sind auch in den IIW-Empfehlungen [27] enthalten, die nachfolgend dargestellt werden. Für Spannungsverhältnisse $R < 0,5$ darf ein sogenannter Erhöhungsfaktor $f(R)$ verwendet werden mit dem die Kerbfallklasse multipliziert wird. Der Erhöhungsfaktor hängt von der Höhe und der Richtung der Schweißeigenstressungen ab. Folgende Fälle sind zu unterscheiden, vgl. auch Bild 31:

- I Grundwerkstoff und Walzprodukte mit vernachlässigbarer Eigenspannung ($< 0,2 \cdot f_y$), entspannte Bauteile, in denen die Effekte von erzwungenen Verformungen und sekundären Spannungen bei der Berechnung berücksichtigt wurden.

$$f(R) = 1,6 \quad \text{für } R < -1$$

$$f(R) = -0,4 \cdot R + 1,2 \quad \text{für } -1 \leq R \leq 0,5$$

$$f(R) = 1 \quad \text{für } R > 0,5$$

- II Dünnwandige geometrisch einfache Bauteile mit kurzen Schweißnähten. Teile oder Bauteile mit thermisch geschnittenen Kanten.

$$f(R) = 1,3 \quad \text{für } R < -1$$

$$f(R) = -0,4 \cdot R + 0,9 \quad \text{für } -1 \leq R \leq -0,25$$

$$f(R) = 1 \quad \text{für } R > -0,25$$

- III Komplexe zwei- oder dreidimensionale Bauteile, Bauteile mit globalen Eigenspannungen, dickwandige Bauteile

$$f(R) = 1 \quad \text{keine Erhöhung}$$

Die Einordnung in die Kategorien I, II oder III sollte vom Konstruktionsbüro vorgenommen und diskutiert werden. Falls keine verlässlichen Informationen über die Eigenspannungen vorliegen, ist $f(R) = 1$ zu verwenden. Es ist auch zu beachten, dass Entspannungsverfahren bei Schweißverbindungen selten vollkommen wirksam werden und dass globale Eigenspannungen während der Montage vorgefertigter Bauteile entstehen können. Aus diesen Gründen werden Erhöhungsfaktoren $f(R) > 1$ nur für Bauteile in speziellen Fällen empfohlen.

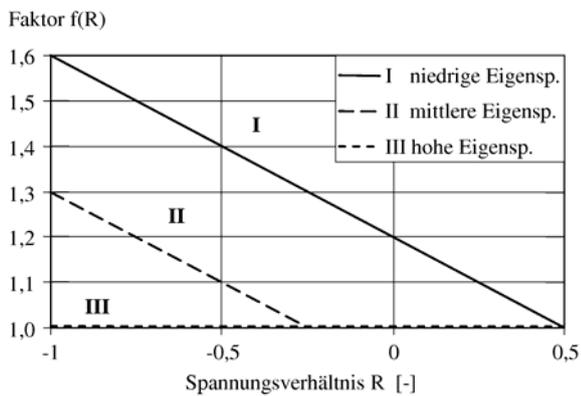


Bild 31. Erhöhungsfaktor für Mittelspannungen nach IIW [27]

6 SONDERASPEKTE DER ERMÜDUNG

6.1 ERMITTLUNG VON SCHADENSÄQUIVALENZFAKTOREN

6.1.1 Eisenbahnbrücken

6.1.1.1 Allgemein

Für Eisenbahnbrücken stellt der Schadensäquivalenzfaktor die Beziehung zwischen dem Lastmodell 71 und den in EN 1991-2 Anhang D definierten Verkehrsmischungen bestehend aus unterschiedlichen Typenzügen dar. Als Grundlage für die Herleitung werden die allgemeinen standardisierten *Wöhlerlinien* im doppel-logarithmischen Maßstab nach EN 1993-1-9 verwendet, bei denen sich die Abknickpunkte jedes Konstruktionsdetails bei derselben Schwingspielzahl, d.h. die Abknickpunkte liegen übereinander bei $5 \cdot 10^6$ und 10^8 Spannungsschwingspielen.

Die Herleitung der Schadensäquivalenzfaktoren erfolgt zuerst für *Wöhlerlinien* mit konstanter Steigung und wird anschließend auf *Wöhlerlinien* mit veränderlicher Steigung erweitert. Detaillierten Informationen können auch [76] entnommen werden.

6.1.1.2 Bestimmung des Schadensäquivalenzfaktors λ bei konstanter *Wöhlerlinienneigung*

Die Vorgehensweise zur Bestimmung des Schadensäquivalenzfaktors für Eisenbahnbrücken lässt sich bei einer konstanten *Wöhlerlinienneigung* gemäß Bild 32 in folgende Schritte unterteilen:

1. Schaden infolge eines Lastwechsels i

$$\delta_i = \frac{1}{N_i} = \frac{\Delta\sigma_i^m}{N_A \cdot \Delta\sigma_A^m} = \frac{\Delta M_i^m \cdot \varphi_i^m}{W^m} \cdot \frac{1}{N_A \cdot \Delta\sigma_A^m} \quad (56)$$

mit ΔM_i Momentenschwingbreite in einem Querschnitt infolge einer Achslast i ,
 W Widerstandsmoment dieses betrachteten Querschnittes,
 φ_i dynamischer Beiwert des Typenzuges

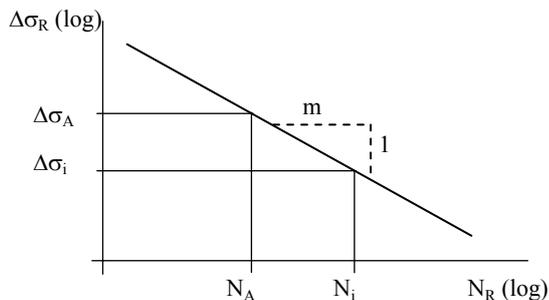


Bild 32. Wöhlerlinie mit konstanter Steigung m

2. Schaden infolge eines Typenzuges j mit n_j Momentenschwingbreiten während der Überfahrt

$$\delta_j = \sum_{i=1}^{n_j} \delta_i = \frac{1}{W^m} \cdot \frac{1}{N_C \cdot \Delta\sigma_C^m} \cdot \varphi_j^m \sum_{i=1}^{n_j} \Delta M_i^m \quad (57)$$

Der Schwingbeiwert φ ist generell abhängig von der Geschwindigkeit des Typenzuges und der Stützweite, kann jedoch pro Typenzug als konstant betrachtet werden.

3. Schaden für ein Verkehrsmodell unter Berücksichtigung des prozentualen Anteils p_j der Typenzüge j am Gesamtverkehr für N Überfahrten während einer gegebenen Nutzungsdauer.

$$\delta_{\text{Verkehrsmodell}} = \sum_{j=1}^k p_j \cdot \frac{1}{100} \cdot N \cdot \delta_j \quad (58)$$

$$\delta_{\text{Verkehrsmodell}} = \frac{1}{W^m} \cdot \frac{1}{N_A \cdot \Delta\sigma_A^m} \cdot \sum_{j=1}^k p_j \cdot \frac{1}{100} \cdot N \cdot \varphi_j^m \sum_{i=1}^{n_j} \Delta M_i^m \quad (59)$$

Hierbei entspricht k der Anzahl der unterschiedlichen Typenzüge und p_j der prozentualen Verteilung der Typenzüge j am Verkehrsmodell, wenn N die Anzahl Überfahrten während einer gegebenen Nutzungsdauer ist.

4. Schaden infolge eines mittleren Typenzuges

Ein mittlerer Typenzug stellt einen fiktiven Zug dar, in dem die unterschiedlichen Arten der Typenzüge j und deren Verteilung am Verkehrsmodell berücksichtigt ist. Die Schädigung je Überfahrt ergibt sich dabei zu:

$$\delta_T = \frac{1}{N} \cdot \delta_{\text{Verkehrsmodell}} = \frac{1}{W^m} \cdot \frac{1}{N_A \cdot \Delta\sigma_A^m} \cdot \sum_{j=1}^k p_j \cdot \frac{1}{100} \cdot \varphi_j^m \sum_{i=1}^{n_j} \Delta M_i^m \quad (60)$$

5. Ermüdungsversagen

Ermüdungsversagen tritt ein, wenn der für die Annahme der *Miner* Regel die Gesamtschädigung den Wert eins annimmt ($\delta_{\text{Tot}} = 1$). Dies erfolgt nach N_T Überfahrten des mittleren Typenzuges.

$$\delta_{\text{Tot}} = N_T \cdot \delta_T = \frac{1}{W^m} \cdot \frac{N_T}{N_A \cdot \Delta\sigma_A^m} \cdot \sum_{j=1}^k p_j \cdot \frac{1}{100} \cdot \varphi_j^m \sum_{i=1}^{n_j} \Delta M_i^m = 1 \quad (61)$$

Mit dem Bezug auf das Ermüdungslastmodell 71 der Norm und den Normschwingbeiwert Φ

$$\frac{1}{W^m} = \frac{\Delta\sigma_{71}^m}{\Delta M_{71}^m \cdot \Phi^m} \quad (62)$$

und

$$N_T = \frac{N_A \cdot \Delta\sigma_A^m}{\Delta\sigma_T^m} \quad (63)$$

erhält man durch Einsetzen in die obige Gleichung (61):

$$\frac{\Delta\sigma_{71}^m}{\Delta M_{71}^m \cdot \Phi^m} \cdot \frac{N_A \cdot \Delta\sigma_A^m}{\Delta\sigma_T^m} \cdot \frac{1}{N_A \cdot \Delta\sigma_A^m} \cdot \sum_{j=1}^k p_j \cdot \frac{1}{100} \cdot \varphi_j^m \sum_{i=1}^{n_j} \Delta M_i^m = 1 \quad (64)$$

Es ist ersichtlich, dass der Ausdruck $N_A \cdot \Delta\sigma_A^m$ herausgestrichen werden kann, d.h. das Konstruktionsdetail ist nicht mehr Bestandteil dieser Gleichung.

6. Schadensäquivalenzfaktor λ

Mit dem Ausdruck $\lambda \cdot \Delta\sigma_{71} = \Delta\sigma_T$ kann nun der λ -Wert bestimmt werden:

$$\lambda = \left(\frac{1}{\Delta M_{71}^m \cdot \Phi^m} \cdot \sum_{j=1}^k p_j \cdot \frac{1}{100} \cdot \varphi_j^m \sum_{i=1}^{n_j} \Delta M_i^m \right)^{\frac{1}{m}} \quad (65)$$

oder

$$\lambda = \frac{1}{\Delta M_{71} \cdot \Phi} \cdot \left(\sum_{j=1}^k p_j \cdot \frac{1}{100} \cdot \varphi_j^m \cdot \sum_{i=1}^{n_j} \Delta M_i^m \right)^{\frac{1}{m}} \quad (66)$$

Mit dem Einsetzen der Gleichung $\lambda \cdot \Delta \sigma_{71} = \Delta \sigma_T$ wird die Spannungsschwingbreite herausgestrichen. $\Delta \sigma_T$ wird hier anstelle von $\Delta \sigma_E$ verwendet.

Für den Fall einer konstanten *Wöhlerlinie* mit der Neigung m lässt sich Gl. (66) auch auf folgende allgemein gültige Form vereinfachen:

$$\lambda = \left(\frac{\sum n_i}{2 \cdot 10^6} \right)^{1/m} \quad (67)$$

6.1.1.3 Bestimmung des Schadensäquivalenz λ bei veränderlicher *Wöhlerlinienneigung*

Die Vorgehensweise zur Bestimmung des Schadensäquivalenzfaktors ist in weiten Teilen identisch mit der für eine konstante *Wöhlerlinienneigung*, es werden daher nur die wesentlichen Unterschiede aufgezeigt.

Die Knickpunkte orientieren sich dabei, an der allgemeinen Form der *Wöhlerlinie*, siehe Bild x.

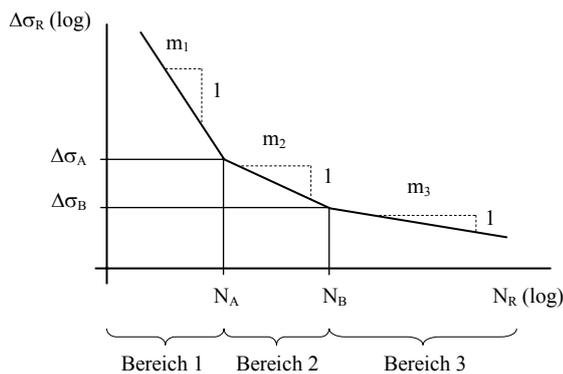


Bild 33. *Wöhlerlinie* mit veränderlicher Neigung m_i

In Folge der Diskontinuität der *Wöhlerlinie* wird eine bereichsweise Betrachtung erforderlich. Bei analoger Vorgehensweise entsprechend den Schritten 1 bis 5 kann schließlich der Schadensäquivalenzfaktor nach folgender Bedingung bestimmt werden:

$$1 = \frac{1}{\lambda^{k_1}} \cdot \frac{1}{\Delta M_{\text{Norm}}^{k_1} \cdot \Phi^{k_1}} \cdot \sum_{j=1}^m p_j \cdot \frac{1}{100} \cdot \varphi_j^{k_1} \sum_{i=1}^{n_{j1}} \Delta M_i^{k_1} +$$

$$\frac{1}{\lambda^{k_2}} \cdot \frac{1}{\Delta M_{\text{Norm}}^{k_2} \cdot \Phi^{k_2}} \cdot \sum_{j=1}^m p_j \cdot \frac{1}{100} \cdot \varphi_j^{k_2} \sum_{i=1}^{n_{j2}} \Delta M_i^{k_2} +$$

$$\frac{1}{\lambda^{k_3}} \cdot \frac{1}{\Delta M_{\text{Norm}}^{k_3} \cdot \Phi^{k_3}} \cdot \sum_{j=1}^m p_j \cdot \frac{1}{100} \cdot \varphi_j^{k_3} \sum_{i=1}^{n_{j3}} \Delta M_i^{k_3} \quad (68)$$

Infolge der unterschiedlichen *Wöhlerlinienneigung* kann der Schadensäquivalenzfaktor gemäß Gleichung (68) jedoch nicht mehr explizit bestimmt werden, wie dies für den Fall der konstanten *Wöhlerlinienneigung* möglich war. Es ist daher ein iteratives Verfahren unter Berücksichtigung der nachfolgenden Bedin-

gungen notwendig, damit die einzelnen Lastwechsel den entsprechenden Bereichen zugeteilt und damit die Anzahl der Lastwechsel n_j pro Bereich bestimmt werden können:

Bedingung 1 für den Bereich 1 ($\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_A$)

$$\frac{\Delta M_i \cdot \varphi_i}{\Delta M_{71} \cdot \Phi} > \left(\frac{N_T}{N_A} \right)^{\frac{1}{m_1}} \cdot \lambda \quad (69)$$

Bedingung 2 für den Bereich 2 ($\Delta\sigma_A \leq \Delta\sigma_i \leq \Delta\sigma_B$):

$$\left(\frac{N_T}{N_B} \right)^{\frac{1}{k_2}} \cdot \lambda \leq \frac{\Delta M_i \cdot \varphi_i}{\Delta M_{\text{Norm}} \cdot \Phi} \leq \left(\frac{N_T}{N_A} \right)^{\frac{1}{k_1}} \cdot \lambda \quad (70)$$

Bedingung 3 für den Bereich 3 ($\Delta\sigma_i < \Delta\sigma_B$)

$$\frac{\Delta M_i \cdot \varphi_i}{\Delta M_{71} \cdot \Phi} < \left(\frac{N_T}{N_B} \right)^{\frac{1}{m_2}} \cdot \lambda \quad (71)$$

Eine geschlossene Lösung für den Schadensäquivalenzfaktor ist damit nur möglich, wenn die Ermüdungsfestigkeitskurve nach unten linear extrapoliert wird (konstante Neigung, Bild 32), das zu einer Unterschätzung der Lebensdauer - und somit der Ermüdungssicherheit - führt. Im Sinne einer wirtschaftlichen Bemessung ist daher eine *Wöhlerlinie* mit variabler Neigung anzustreben.

Tabelle 18 zeigt für einen biegebeanspruchten Einfeldträger einer Eisenbahnbrücke den Vergleich der λ -Werte für unterschiedliche *Wöhlerlinienformen* in Abhängigkeit der Spannweite L. Dargestellt sind die prozentualen Abweichungen der unterschiedlicher *Wöhlerlinienformen* (Fall 2 bis 5) im Vergleich zur der in EN 1993-1-9 definierten Standard*Wöhlerlinie* (Fall 1), einer bilinearen Steigung von $m = 3$ und 5, einer Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ bei $5 \cdot 10^6$ Spannungsspielen und einem Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$ bei $1 \cdot 10^8$ Spannungsspielen. Wie der Vergleich zeigt, ergeben sich die größten Abweichungen zwischen dem Fall 1 und Fall 4 im Bereich kurzer Spannweiten. Wobei der Fall 4 als ein sehr konservativer Ansatz für die Ermüdungsfestigkeit zu betrachten ist. Bei dem Vergleich von Fall 1 mit dem Fall 3, der die *Wöhlerlinien* für Schubspannungen repräsentiert, ergeben sich deutlich geringere Abweichungen von max. 11%.

Tabelle 18. Vergleich der λ -werte für unterschiedliche *Wöhlerlinienformen* für Eisenbahnbrücken

	Biegung auf Einfeldträger, Spannweite L [m]								
	2 m	3 m	5 m	7 m	10 m	15 m	20 m	30 m	50 m
Fall 1/ Fall 2	10%	10%	10%	8%	7%	6%	3%	1%	1%
Fall 1/ Fall 3	-11%	-11%	-12%	-12%	-12%	-11%	-6%	-5%	-2%
Fall 1/ Fall 4	49%	44%	36%	29%	20%	18%	11%	3%	2%
Fall 1/ Fall 5	-9%	-10%	-10%	-8%	-10%	-10%	-5%	-5%	-2%

Fall 1: Neigung: $m = 3$ und 5 mit $\Delta\sigma_D$ bei $5 \cdot 10^6$ Spannungsspielen und $\Delta\sigma_L$ bei $1 \cdot 10^8$ Spannungsspielen
 Fall 2: Neigung: $m = 3$ und 5 mit $\Delta\sigma_D$ bei $1 \cdot 10^7$ Spannungsspielen und $\Delta\sigma_L$ bei $1 \cdot 10^8$ Spannungsspielen
 Fall 3: Neigung: $m = 5$ mit $\Delta\sigma_L$ bei $1 \cdot 10^8$ Spannungsspielen, *Wöhlerlinien* für Schubspannungen
 Fall 4: Neigung: $m = 3$ ohne $\Delta\sigma_L$
 Fall 5: Neigung: $m = 5$ ohne $\Delta\sigma_L$

6.1.2 Kranbahnen

Der Schadensäquivalenzfaktor lässt sich ähnlich wie bei Straßen- und Eisenbahnbrücken auch als Produkt aus den Teilfaktoren:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \tag{72}$$

darstellen, mit

λ_1 Kollektivfaktor, der den Einfluss der Form des Beanspruchungskollektivs erfasst. Bei Annahme einer konstanten *Wöhlerlinienneigung* m lässt sich λ_1 wie folgt berechnen:

$$\lambda_1 = \sqrt[m]{\sum_i \left(\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{\max}} \right)^m \cdot \frac{n_i}{n_{\text{ges}}}} = \sqrt[m]{kQ} \tag{73}$$

wobei kQ der Kollektivbeiwert ist, der den Völligkeitsgrad des Beanspruchungskollektiv beschreibt.

λ_2 Schwingenspielzahlfaktor, der den Einfluss der Gesamtschwingenspielzahl n_{ges} bzw. gemäß Tabelle 19 der Anzahl von Arbeitsspielen C , in Bezug zur Referenzgröße von $2 \cdot 10^6$ Schwingenspielen der Kerbfallklasse der *Wöhlerlinien* in EN 1993-1-9 erfasst:

$$\lambda_2 = \sqrt[m]{\frac{n_{\text{ges}}}{2 \cdot 10^6}} \tag{74}$$

Da die Bestimmung der einzelnen Teilfaktoren für die praktische Anwendung zu aufwändig ist, wurde im Rahmen der Erarbeitung von prEN 1991-3 ein Klassifizierungsraster in Abhängigkeit des Kollektivbeiwertes kQ und der Gesamt Arbeitsspielen U erarbeitet, das eine Einteilung der Betriebsbeanspruchung von Kranen in einzelne Klassen S_0 bis S_9 vorsieht, vgl. Tabelle 19. Falls die Kranklassifizierung nicht in den Betriebsanforderungen des Betreibers der Krananlage enthalten ist, sind Hinweise zur Klassifizierung den entsprechenden sowohl in der Lastnorm prEN 1991-3 als auch der Anwendungsnorm prEN 1993-6 enthalten.

Tabelle 19. Klassifizierung der Ermüdungseinwirkungen von Kranen nach prEN 1991-3 bzw. DIN 1055-10

Klassifizierung der Ermüdungseinwirkungen von Kranen nach prEN 1991-3 und DIN 1055-10			Klasse des Lastkollektivs					
			Q ₀	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
			$kQ \leq 0,0313$	$0,0313 < kQ \leq 0,0625$	$0,0625 < kQ \leq 0,125$	$0,125 < kQ \leq 0,25$	$0,25 < kQ \leq 0,5$	$0,5 < kQ \leq 1,0$
Klasse von Arbeitsspielen	U ₀	$C \leq 1,60 \cdot 10^4$	S ₀	S ₀	S ₀	S ₀	S ₀	S ₀
	U ₁	$1,60 \cdot 10^4 < C \leq 3,15 \cdot 10^4$	S ₀	S ₀	S ₀	S ₀	S ₀	S ₁
	U ₂	$3,15 \cdot 10^4 < C \leq 6,30 \cdot 10^4$	S ₀	S ₀	S ₀	S ₀	S ₁	S ₂
	U ₃	$6,30 \cdot 10^4 < C \leq 1,25 \cdot 10^5$	S ₀	S ₀	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
	U ₄	$1,25 \cdot 10^5 < C \leq 2,50 \cdot 10^5$	S ₀	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
	U ₅	$2,50 \cdot 10^5 < C \leq 5,00 \cdot 10^5$	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
	U ₆	$5,00 \cdot 10^5 < C \leq 1,00 \cdot 10^6$	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆
	U ₇	$1,00 \cdot 10^6 < C \leq 2,00 \cdot 10^6$	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇
	U ₈	$2,00 \cdot 10^6 < C \leq 4,00 \cdot 10^6$	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₈
	U ₉	$4,00 \cdot 10^6 < C \leq 8,00 \cdot 10^6$	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₈	S ₉

Auf Basis dieser Klassifizierung ist es nun möglich den Schadensäquivalenzfaktor λ gemäß den Gleichungen (73) und (74) für die einzelnen Kranklassen S_i direkt zu ermitteln, ohne detaillierte Kenntnis der realen Betriebsbeanspruchungen, vgl. Tabelle 20.

Tabelle 20. λ -Faktoren entsprechend der Klassifizierung von Kranen nach prEN 1991-3 bzw. DIN 1055-10

Klasse S	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₈	S ₉
Längs- spannungen	0,198	0,250	0,315	0,397	0,500	0,630	0,794	1,000	1,260	1,587
Schub- spannungen	0,379	0,436	0,500	0,575	0,660	0,758	0,871	1,000	1,149	1,320

6.2 ERMÜDUNGSNACHWEIS UNTER ANWENDUNG DES STRUKTURSPANNUNGSKONZEPTS

6.2.1 Einleitung

Die Anwendung des Nennspannungskonzepts als Standardverfahren in EN 1993-1-9 beschränkt sich im Wesentlichen nur auf Konstruktionsdetails die im Kerbfallkatalog abgedeckt sind. Eine Weiterentwicklung bzw. Alternative zum Nennspannungskonzept stellt das Strukturspannungskonzept auch Hot-Spot-Methode genannt dar, vgl. z.B. [25], [57]. Es wurde speziell für Schweißverbindungen entwickelt, bei denen die Bestimmung der Nennspannung wegen komplizierter geometrischer und räumlicher Effekte nicht mehr ausreichend ist, um eine Aussage hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit vornehmen zu können, und bei denen die geometrischen Verhältnisse nicht mit einem tabellierten Kerbfall übereinstimmen. Hauptanwendungsgebiet sind Hohlprofilkonstruktionen aus den Bereichen Offshore-Technik, Kranbau oder Hochbau.

6.2.2 Definition der Strukturspannung

Grundlage für die Bewertung der Ermüdungsfestigkeit bildet dabei eine für die vorhandene geometrische Struktur ermittelte fiktive Spannung, die sogenannte Strukturspannung, die makroskopische, durch die Struktur hervorgerufene Spannungsüberhöhungen berücksichtigt. Örtliche Spannungseffekte, z.B. infolge der Schweißnahtgeometrie oder Fehlstellen in der Naht und dem Grundwerkstoff, werden nicht erfasst. Zur Bewertung der Ermüdungsfestigkeit müssen die Strukturspannungen an den kritischen Stellen (Hot-Spots) bestimmt werden. Dies geschieht durch Extrapolation von in einem definierten Abstand von der Schweißnaht gemessenen oder berechneten Spannung bis zum Schweißnahtfußpunkt, vgl. Bild 34. Der Maximalwert der extrapolierten Spannungen wird dann als Strukturspannung $\sigma_{h.s}$ (engl. „Hot-spot-stress“) bezeichnet. Da die effektiven Strukturspannungen im Schweißnahtfußpunkt schwierig zu bestimmen sind, wurde das in Bild 34 dargestellten Extrapolationsverfahren entwickelt, welches ein Abschätzen der Spannungen an der jeweiligen Stelle ermöglicht. Die für die Extrapolation notwendigen Daten werden innerhalb des in Bild 34 dargestellten und in Tabelle 21 definierten Extrapolationsbereichs gemessen [25] und [27]. Die Beschreibung der Strukturspannung erfolgt dann auf Basis der Nennspannungen σ_N in den anschließenden Bauteilen, in dem diese mit dem sogenannten Spannungskonzentrationsfaktor (SCF) erhöht werden, siehe Gleichung (75).

$$\sigma_{h.s} = SCF \cdot \sigma_N \tag{75}$$

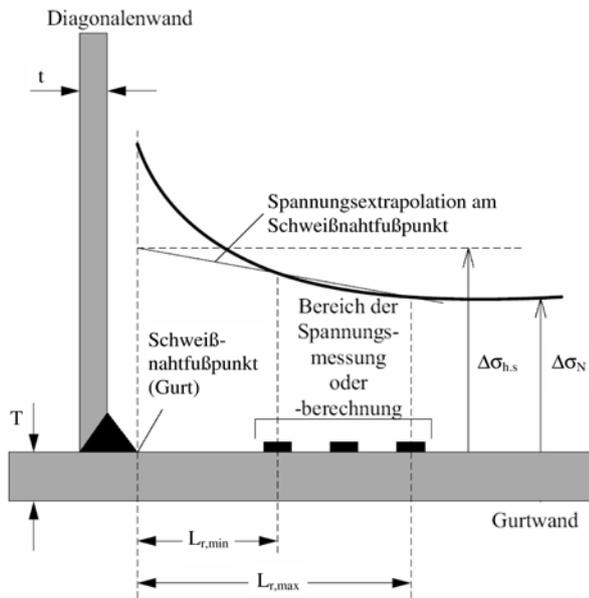


Bild 34. Extrapolation der Spannungen am Schweißnahtfußpunkt und Definition von Nennspannung und Strukturspannung

Tabelle 21. Grenzwerte des Extrapolationsbereichs für Kreishohlprofilknoten nach [25]

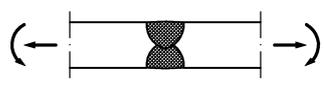
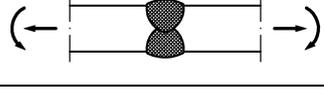
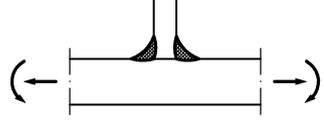
Distanz vom Schweißnahtfußpunkt	Gurt		Diagonale	
	Sattel	Krone	Sattel	Krone
$L_{r,min}^*$	0,4 · T		0,4 · T	
$L_{r,max}^{**}$	0,09 · (D/2)	$0,09 \cdot ((D/2) T \cdot (d/2) t)^{0,25}$	$0,65 \cdot ((d/2) t)^{0,5}$	
* Minimalwert für $L_{r,min} = 4 \text{ mm}$				
** Minimalwert für $L_{r,max} = L_{r,min} + 0,6 \cdot t$				

Im Allgemeinen ist es jedoch nicht möglich, die Strukturspannungen mittels analytischer Methoden zu bestimmen. Daher werden überwiegend numerische Verfahren mit Hilfe der FE-Methode angewandt. Für viele standardmäßige Konstruktionsdetails von Knotenverbindungen wurden in Abhängigkeit der geometrischen Verhältnisse parametrische Formeln entwickelt, durch die es möglich ist, die Strukturspannungen auch ohne Anwendung der FE-Methoden zu ermitteln. Für geschweißte Hohlprofilkonstruktionen findet sich z.B. eine zusammenfassende Darstellung in [25].

6.2.3 Strukturspannungswöhlerlinien und -nachweis

Die Bewertung der Ermüdungsfestigkeit erfolgt durch Vergleich der vorhandenen Strukturspannung mit Strukturspannungswöhlerlinien. Da innerhalb der Strukturspannung die konstruktive Kerbwirkung der örtlichen Nahtgeometrie nicht erfasst wird, sind dies Wöhlerlinien für Stumpfnähte oder Kehlnähte unterschiedlicher Ausführung. Tabelle 22 zeigt eine Auswahl wichtiger Kerbfälle von Strukturspannungswöhlerlinien gemäß EN 1993-1-9, Anhang A.2. Für geschweißte Hohlprofilknoten sind in [25] ebenfalls Strukturspannungswöhlerlinien in Abhängigkeit der Belchdicke angegeben.

Tabelle 22. Beispiel für Strukturspannungswöhlerlinien nach EN 1993-1-9

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderung
112		Querbelastete Stumpfnahtheit (X- oder V-Naht)	blecheben geschliffen, 100% zerstörungsfreie Prüfung
100		Querbelastete Stumpfnahtheit	Werkstattschweißung in Wannenlage, Nahtanstiegswinkel $\leq 30^\circ$, zerstörungsfreie Prüfung
100		nicht belastete Kehlnähte am Nahtübergang (Quersteife)	Nahtanstiegswinkel $\leq 60^\circ$

Unter Kenntnis der Strukturspannungswöhlerlinien für den Ermüdungswiderstand erfolgt der Betriebsfestigkeitsnachweis schließlich analog dem Nennspannungskonzept unter Verwendung geeigneter Zählverfahren und Schadensakkumulationshypothesen oder alternativ auf Basis von Schadensäquivalenzfaktoren.

Die Vorteile des Strukturspannungskonzepts liegen im Vergleich zum Nennspannungskonzept vor allem in der universellen Anwendbarkeit dieses Verfahrens auf unterschiedlichste Kerbdetails. Unter Kenntnis weniger Strukturspannungswöhlerlinien kann so die z.B. in einfacher Weise durch FE-Berechnungen der Ermüdungsnachweis für ein nicht klassifiziertes Konstruktionsdetail geführt werden.

6.3 SCHWEIßNAHTNACHBEHANDLUNG

6.3.1 Allgemein

Einen wesentlichen Einfluss auf die Kerbwirkung hat die Qualität der Ausführung von Schweißnähten. Zwar ist es zwar nicht möglich einen eindeutigen Zusammenhang zwischen den heutigen Schweißnahtqualitätskriterien und der Ermüdungsfestigkeit festzulegen, dennoch ist der Einfluss der Schweißnahtqualität in den Kerbfalltabellen nach EN 1993-1-9 bereits berücksichtigt, da bei den Ermüdungsversuchen zur der Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit immer eine gewisse Fehlerquote in den Schweißnähten akzeptiert wird. Diese Fehlerquote deckt in etwa die Qualitätsanforderungen der Bewertungsgruppe C gemäß DIN EN ISO 5817 ab und lässt sich durch bruchmechanische Berechnungen auch zum größten Teil bestätigen. Zusätzlich werden in den Kerbfalltabellen Anforderungen formuliert, die die Ausführungsqualität betreffen und die Ermüdungsfestigkeit beeinflussen. In EN 1993-1-9 sind folgende Maßnahmen zur Reduktion von Kerbwirkungen und damit der Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit vorgesehen:

- Kontinuierliche Übergänge durch Änderung der Geometrie des Konstruktionsdetails,
- Planschleifen von durchgeschweißten Nähten und
- Schweißen mit An- und Auslaufstücken und sauberes Verschleifen der Nahtenden.

Mit Ausnahme vom Spannungsarmglühen werden jedoch in EN 1993-1-9 keine weiteren Schweißnahtnachbehandlungsmethoden behandelt.

Die Anwendung von Verfahren der Schweißnahtnachbehandlung bietet die Möglichkeit, die Ermüdungsfestigkeit von Schweißkonstruktionen, speziell aus höherfesten Stählen, entscheidend zu verbessern. In vielen Bereichen des Maschinenbaus und im Offshore-Bereich [77] werden diese Verfahren teilweise bereits standardmäßig angewandt. Im entsprechenden Bereich des Bauwesens, dem Stahlbau, ist der Einsatz dieser Nachbehandlungsverfahren bisher sehr begrenzt. Die Ergebnisse zahlreicher Versuchsergebnisse sind in der Literatur ausreichend dokumentiert vgl. z.B. [78].

Die Verfahren der Schweißnahtnachbehandlung können grundsätzlich in die beiden folgenden Hauptgruppen unterteilt werden.

- Verfahren zur Verringerung der Kerbschärfe am Schweißnahtübergang und
- Verfahren der mechanischen Oberflächenbehandlung zur Erzeugung von Druckeigenstressungen am Schweißnahtübergang.

Eine Übersicht über die gängigsten bestehenden Nachbehandlungsverfahren ist in Bild 35 gegeben, die in den nachfolgenden Abschnitten kurz vorgestellt werden.

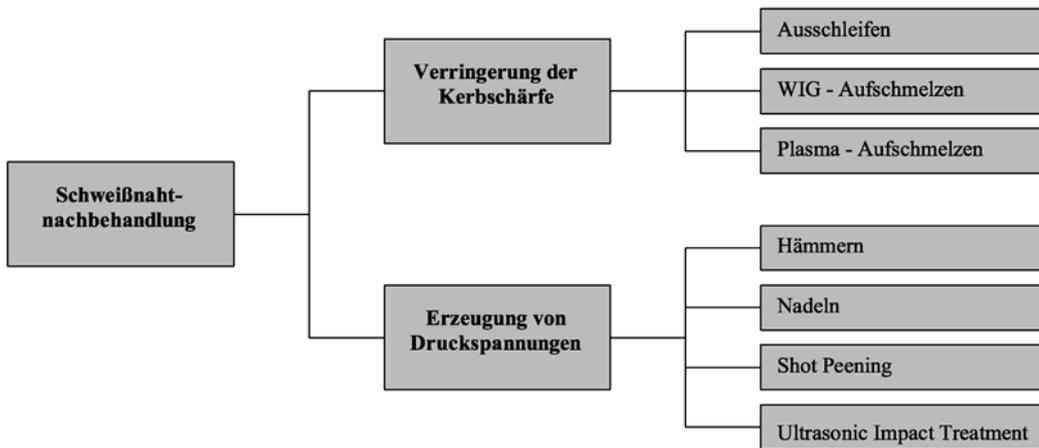


Bild 35. Übersicht über bestehenden Schweißnahtnachbehandlungsverfahren

Die Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit bei Anwendung von Schweißnahtnachbehandlungsverfahren kann in einfachster Weise durch Änderung und Anpassung der entsprechenden *Wöhlerlinien* erfolgen. Diese Anpassung kann dabei prinzipiell durch eine Verschiebung der *Wöhlerlinie* und/oder durch eine Veränderung der *Wöhlerlinienneigung* erzielt werden, vgl. Bild 36. Im Rahmen experimenteller Untersuchungen hat sich gezeigt, dass Maßnahmen zur Verringerung der Kerbwirkung in erster Linie nur eine Verschiebung der *Wöhlerlinie* bewirken, während Maßnahmen der Erzeugung von Druckeigenstressungen sowohl eine Verschiebung als auch Neigungsänderung verursachen.

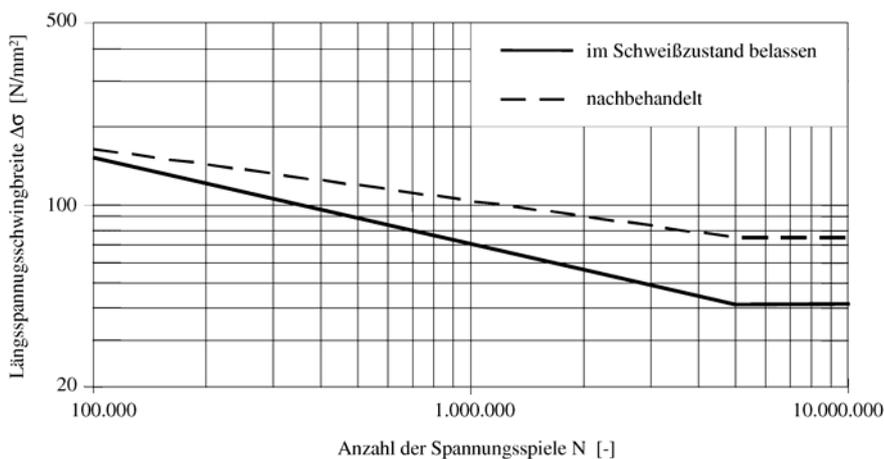


Bild 36. Prinzipielle Änderungen der *Wöhlerlinie* bei Anwendung von Schweißnahtnachbehandlungsmethoden

Die Anwendung von Schweißnahtnachbehandlungsverfahren beschränkt sich auf eine Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit am Schweißnahtübergang. Eine mögliche Verlagerung des Anrisses in die Schweißnahtwurzel muss daher bei allen Konstruktionsdetails berücksichtigt werden [77], siehe Bild 37. Die erfolgreiche Anwendung von Nachbehandlungsmethoden ist in besonderem Maße auch von Qualität der Ausführung bzw. der ausführenden Personen abhängig.

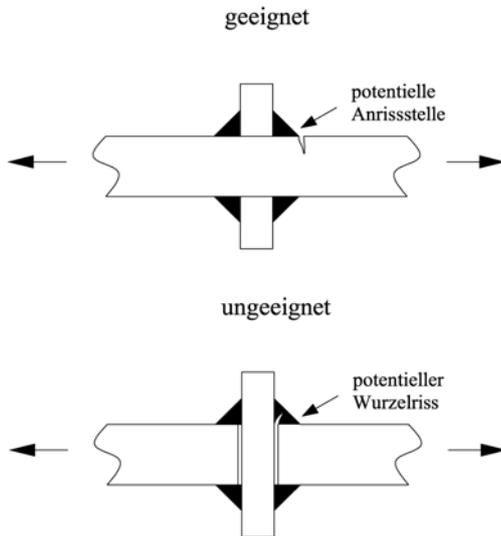


Bild 37. Beispiel eines geeigneten und ungeeigneten Konstruktionsdetails für die Anwendung der Schweißnahtnachbehandlung

Die Anwendung von Schweißnahtnachbehandlungsmethoden zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit ist bisher in keinem internationalen Normenwerk erfasst. Eine Ausnahme bildet jedoch das Überschleifen, das z.B. in wenigen Konstruktionsdetails in EN 1993-1-9 enthalten ist, wie z.B. dem blecheben geschliffenen Stumpfstoß, vgl. Detail ① Tabelle 8.3 EN 1993-1-9. Im zukünftigen Eurocode für Stahlbrücken (prEN 1993-2) ist zwar prinzipiell die Möglichkeit der Anwendung von Schweißnahtnachbehandlungsverfahren vorgesehen, jedoch sind keine detaillierten Angaben diesbezüglich enthalten. Konkrete Hinweise und Empfehlungen zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit bei Anwendung von Nachbehandlungsverfahren sind zum Beispiel im IIW-Dokument XIII-1815-00 von *Haagensen* und *Maddox* [79] enthalten. Dieses Dokument behandelt Stähle bis Streckgrenzen von 900 N/mm^2 inklusive austenitischer Stähle. Der Inhalt wird nachfolgend kurz vorgestellt.

6.3.2 Schleifen

Das Über- und Ausschleifen ist die einfachste Methode zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit und beruht im Wesentlichen auf einer Verlängerung der Risseinleitungsphase durch Verbesserung der Kerbform und dem Schließen von Mikrorissen am Schweißnahtübergang. Wie bereits erwähnt ist die Berücksichtigung des Schleifens im Rahmen des Kerbfallkatalogs nach EN 1993-1-9 für bestimmte Konstruktionsdetails bereits möglich.

Bei einer statistischen Auswertung von beschliffener Versuchsergebnisse zeigt sich, dass die *Wöhler*linienneigung je nach Konstruktionsdetail teilweise sehr stark vom Wert $m = 3$ abweicht. Da zum derzeitigen Stand jedoch keine ausreichenden Informationen vorliegen um eine abweichende Neigung festzulegen, sind die *Wöhler*linien für beschliffene Konstruktionsdetails bisher lediglich vertikal verschoben.

Die Empfehlungen in [79] zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit von beschliffenen Schweißverbindungen lassen sich wie folgt zusammenfassen, vgl. auch Bild 38:

- Eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit ist nur bei Konstruktionsdetails im geschweißten Zustand (as-welded) und mit einer maximalen Kerbfallklasse 90 möglich.
- Für niedrigfeste Stähle mit Streckgrenzen bis 350 N/mm^2 ist eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit um den Faktor 1,3 möglich, jedoch bis maximal auf die Kerbfallklasse 100.
- Für höherfeste Stähle mit Streckgrenzen über 350 N/mm^2 ist eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit um den Faktor 1,5 möglich, jedoch bis maximal auf die Kerbfallklasse 100.

Die erst genannte Anwendungsgrenze ergibt sich aus der Tatsache, dass Kerbfallklassen größer 90 in erster Linie nur von ungeschweißten oder bereits nachbehandelten bzw. beschliffenen Konstruktionsdetails erzielt werden.

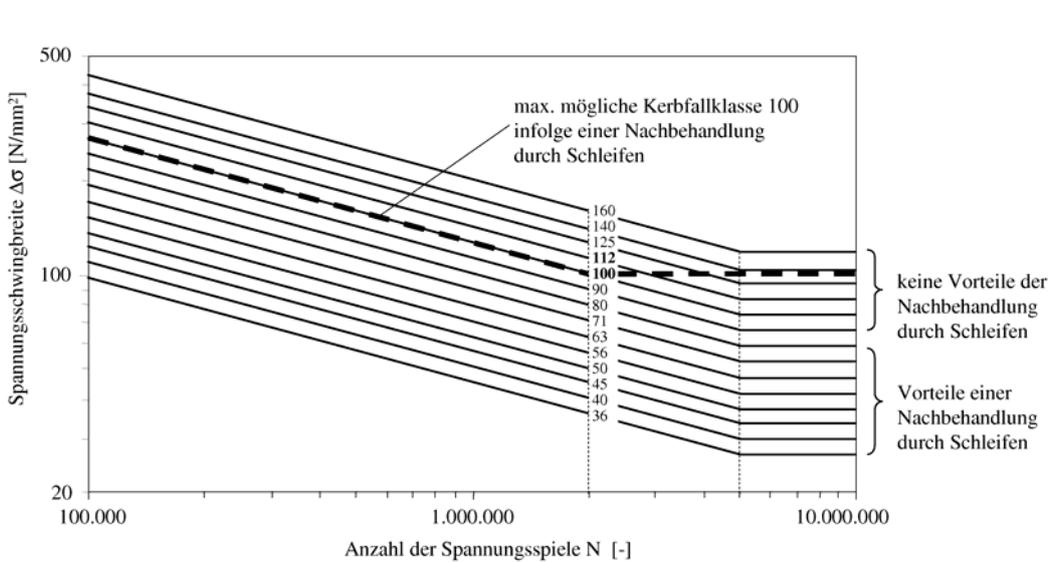


Bild 38. Wöhlerlinien für beschliffene Konstruktionsdetails nach [79]

6.3.3 WIG-Aufschmelzen

Beim WIG-Aufschmelzen findet durch ein nachträgliches Aufschmelzen der Schweißnaht ein Ausrunden des Schweißnahtübergangs und eine damit verbundene Verringerung der Kerbschärfe statt, siehe Bild 39. Außerdem werden dabei Einbrandkerben und Schweißnahtfehler im Oberflächenbereich entfernt.

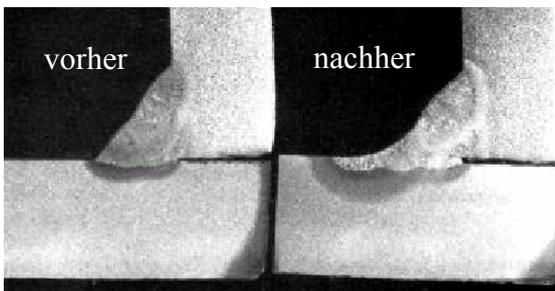


Bild 39. Ausrunden des Schweißnahtübergangs durch WIG-Aufschmelzen

Das Aufschmelzen erfolgt dabei mit einem Standard WIG-Schweißgerät ohne Verwendung eines Zusatzwerkstoffs. Es besitzt daher den Vorteil, dass es von vielen Stahlbauunternehmen standardmäßig eingesetzt werden kann und es sich um eine recht wirksame, leicht reproduzierbare Methode zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit handelt. Nachteilig ist, dass das nochmalige Aufschmelzen möglichst in Wanneneinlage bei geringen Vorschubgeschwindigkeiten erfolgen soll.

Die Empfehlungen in [79] zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit bei Anwendung des WIG-Aufschmelzens lassen sich wie folgt zusammenfassen, vgl. auch Bild 40:

- Eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit ist nur bei Konstruktionsdetails im geschweißten Zustand (as-welded) und mit einer maximalen Kerbfallklasse 90 möglich.
- Für niedrigfeste Stähle mit Streckgrenzen bis 350 N/mm^2 ist eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit um den Faktor 1,3 möglich, jedoch bis maximal auf die Kerbfallklasse 112.
- Für höherfeste Stähle mit Streckgrenzen über 350 N/mm^2 ist eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit um den Faktor 1,5 möglich, jedoch bis maximal auf die Kerbfallklasse 112.

Die Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit ist dabei nahezu unabhängig vom Spannungsverhältnis R . Die Verbesserung ist bei höherfesten Stählen wesentlich effizienter, vgl. auch [80].

6.3.4 Hämmern und Nadeln

Bei den mechanischen Oberflächennachbehandlungsverfahren Hämmern oder Nadeln wird der Schweißnahtübergang mit Hilfe eines Pressluftwerkzeugs (Hämmern) oder mit mehreren nadelartigen Hämmerstößeln (Nadeln) plastisch verformt und dadurch Druckeigenstressungen im Oberflächenbereich erzeugt. Die Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit erfolgt dabei im Wesentlichen durch:

- Einbringen von Druckeigenstressungen am Ort der potentiellen Rissentstehung,
- Verbesserung der Kerbform durch Einebnen des Nahtübergangs,
- Verfestigung der Oberfläche.

Die Wirksamkeit dieser Verfahren auf die Ermüdungsfestigkeit sind von der Eigenspannungstiefe und -verlauf und damit von den Werkstoffeigenschaften und den Anwendungsparametern (Hämmerkraft, Hämmerzeit pro Längeneinheit in Verbindung mit der Hämmerfrequenz und Anzahl der Durchgänge) abhängig.

Die Empfehlungen in [79] zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit bei Anwendung des Hämmerns und Nadelns lassen sich wie folgt zusammenfassen, vgl. Bild 40.

- Eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit ist nur bei Konstruktionsdetails im geschweißten Zustand (as-welded) und mit einer maximalen Kerbfallklasse 90 möglich.
- Für niedrigfeste Stähle mit Streckgrenzen bis 350 N/mm^2 ist eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit um den Faktor 1,3 möglich, jedoch bis maximal auf die Kerbfallklasse 112.
- Für höherfeste Stähle mit Streckgrenzen über 350 N/mm^2 ist eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit um den Faktor 1,6 möglich, jedoch bis maximal auf die Kerbfallklasse 112.
- Bei Blechdicken $t \geq 20 \text{ mm}$, ist die Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit auf den Faktor 1,5 möglich, jedoch bis maximal auf die Kerbfallklasse 100.

Die letztgenannte Begrenzung der Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit bei Blechdicken $t \geq 20 \text{ mm}$ ist auf Ergebnisse an bauteilähnlichen Versuchskörpern zurückzuführen, die zu etwas geringen Werten der Ermüdungsfestigkeit im Vergleich zu Kleinproben geführt haben.

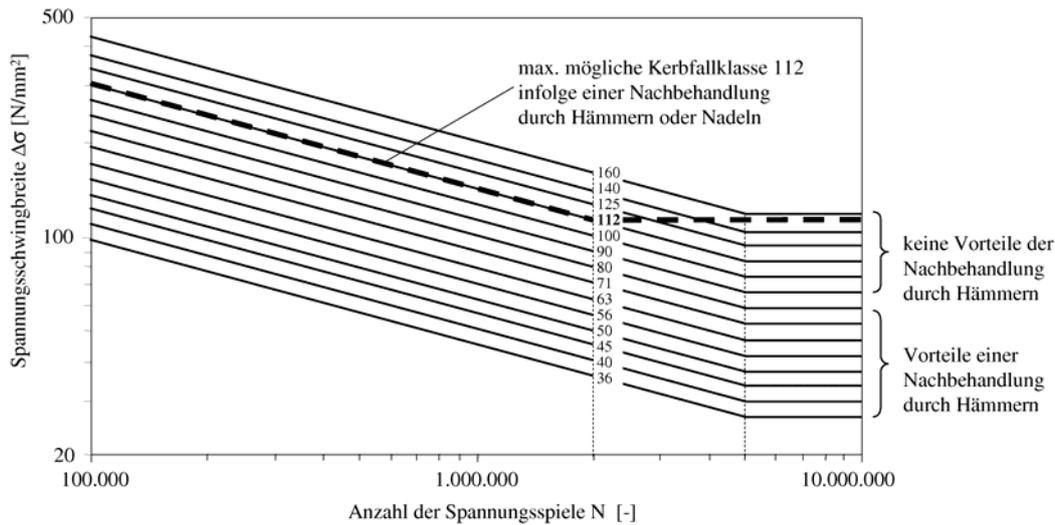


Bild 40. Wöhlerlinien für gehämmerte bzw. genadelte Konstruktionsdetails nach [79]

Im Gegensatz zu den Nachbehandlungsverfahren Schleifen und WIG-Aufschmelzen liegt bei den Verfahren der Erzeugung von Druckeigenspannungen eine stärker ausgeprägte Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis R bzw. von der Mittelspannung vor. Um dies zu erfassen, wurden die IIW-Empfehlungen um den Mittelspannungseinfluss erweitert, wobei in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis gemäß Gleichung (76) ein effektive Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma'$ für $R \geq 0$ zu verwenden ist:

$$\Delta\sigma' = \sigma_{\max} \quad \text{für } R \geq 0 \quad (76a)$$

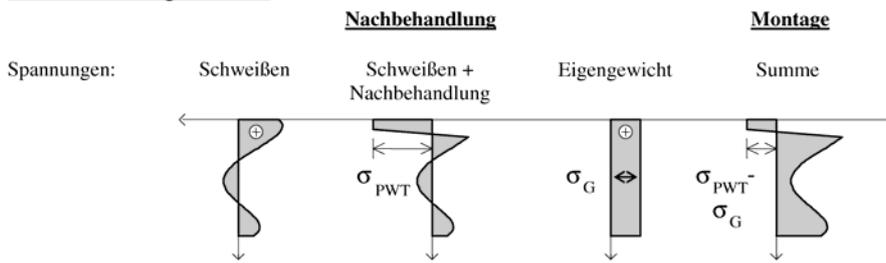
$$\Delta\sigma' = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} = \Delta\sigma \quad \text{für } R < 0 \quad (76b)$$

Weiterhin ist zu erwähnen, dass aufgrund eines möglichen Abbaus der positiven Druckeigenspannungen die maximal auftretende Druckspannung auf $0,25 \cdot f_y$, sowie das Spannungsverhältnis auf $R \leq 0,5$ zu begrenzen ist. Dieser mögliche Abbau der Druckeigenspannungen ist zudem davon abhängig, in welcher Phase während des Fertigungsprozesses die Nachbehandlung durchgeführt wird. Die zwei unterschiedliche Möglichkeiten sind beispielhaft in Bild 41 dargestellt.

- *Nachbehandlung unmittelbar nach dem Schweißen im Werk.* Erfolgt die Nachbehandlung unmittelbar nach dem Schweißen, so werden die aus dem Schweißprozess entstehenden Zugeigenspannungen durch die plastische Verformung des Nahtübergangs in den Druckbereich verschoben. Nach Einbau der Bauteile und im Betrieb kommt es dann zu einer Überlagerung dieser Druckeigenspannungen mit äußeren Zugspannungen aufgrund der Eigengewichtbelastung, das zu einem teilweisen Abbau der Druckeigenspannungen, und damit der Effizienz der Nachbehandlung führen kann. Die ist im Wesentlichen auch der Grund für die Begrenzung des Spannungsverhältnisses auf $R \leq 0,5$.
- *Nachbehandlung am bestehenden Tragwerk auf der Baustelle.* Im bestehenden Tragwerk überlagern sich zunächst die aus dem Schweißprozess vorliegenden Zugeigenspannungen mit den äußeren Zugspannungen infolge Eigengewichts. Wird in diesem Zustand die Nachbehandlung durchgeführt, so sind die dann eingebrachten Druckspannungen voll wirksam und die Effizienz und Zuverlässigkeit der Nachbehandlung kann in größerem Maße garantiert werden. Ein Nachteil der Nachbehandlung am bestehenden Bauwerk ist in Sachen Korrosionsschutz zu sehen, da bei einer Nachbehandlung auf der Baustelle der Korrosionsschutz ebenfalls im Nachhinein, d.h. Auf der Baustelle durchzuführen ist, das i.d.R. zu höheren Kosten führt.

Wissenschaftliche Untersuchungen hinsichtlich der Zuverlässigkeit beider Methoden wurden von Walbridge [81] an nachbehandelten Hohlprofilkonstruktionen des Brückenbaus durchgeführt.

Nachbehandlung im Werk



Nachbehandlung auf der Baustelle:

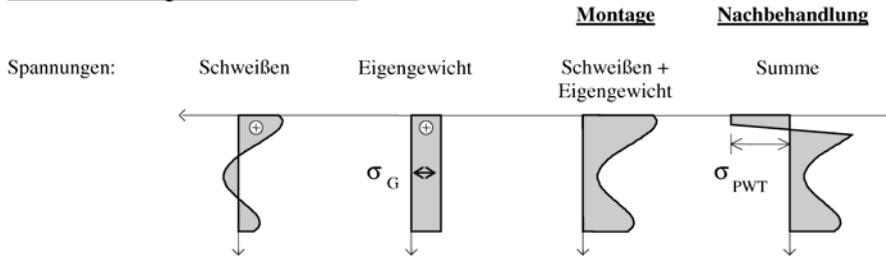


Bild 41. Unterschiedliche Spannungszustände in Dickenrichtung vor und nach Durchführung der Schweißnahtnachbehandlungsverfahren Hämmern und Nadeln

6.3.5 Ultrasonic Impact Treatment (UIT)

Das Nachbehandlungsverfahren UIT (Ultrasonic Impact Treatment) ist ein vergleichsweise neuartiges Verfahren zur Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit von Schweißverbindungen. Das UIT-Verfahren wurde in den 70er Jahren für die sowjetische Atom-Marine von *Statnikov* [82] entwickelt. Es basiert auf einer Umwandlung von harmonischen Schwingungen durch einen Ultraschallwandler in mechanische Impulse und hochfrequenter Ultraschallenergie. Die Nachbehandlung des Schweißnahtübergangs erfolgt dabei durch ein mechanisches Hämmern mit einem oder mehreren gehärteten Bolzen, siehe Bild 42, bei ca. 200 Hz, die sich mit einer Amplitude von ca. 40 μm bewegen. Dabei werden infolge plastischer Verformungen Druckeigenstressungen wie beim Hämmern oder Nadeln eingebracht. Gleichzeitig wird durch die Bolzen Ultraschallenergie mit einer Frequenz von ca. 27-55 kHz eingebracht.

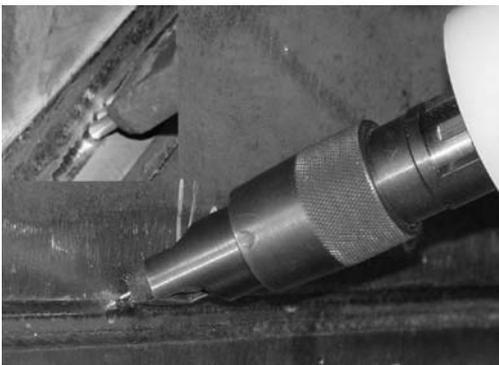


Bild 42. UIT-Behandlung des Nahtübergangs

Die Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit erfolgt analog zu den herkömmlichen Nachbehandlungsverfahren Hämmern oder Nadeln hauptsächlich durch die eingebrachten Druckeigenstressungen sowie durch eine Verbesserung der Kerbwirkung am Nahtübergang. Die Ultraschalltechnik ermöglicht jedoch im Gegensatz zum Hämmern oder Nadeln eine einfachere Handhabung, gekennzeichnet durch geringere Vibrations- und Ge-

räuschbelastigungen sowie eine höhere Reproduzierbarkeit. Die Anwendung des Verfahrens *Esonix*[®] Ultrasonic Impact Treatment (UIT) ist derzeit noch durch die Firma Applied Ultrasonics patentrechtlich geschützt.

Das Verfahren der UIT Nachbehandlung ist nicht in den IIW-Empfehlungen enthalten. Bestehende nationale und internationale Versuchsergebnisse z.B. [83], [84] führten bei Anwendung dieser Methode zu einer deutlichen Steigerung der Ermüdungsfestigkeit um einen Faktor von 1,5-2,1.

6.4 ERMÜDUNG INFOLGE STEGBLECHATMEN

6.4.1 Einleitung

Mit der Einführung der neuen europäischen Norm zum Plattenbeulen prEN 1993-1-5 [85] dürfen nunmehr schlanke Platten auch über ihre kritische Beullast hinaus beansprucht werden. Die Ausnutzung dieser sogenannten überkritischen Tragfähigkeit ist jedoch mit großen Verformungen aus der Plattenebene verbunden. Bei häufig wiederholter Belastung wie dies z.B. bei Stegblechen im Brückenbau der Fall ist, kommt es zu einem immer wiederkehrenden, elastischen Ausbeulen der Stegbleche, das als „Stegblechatmen“ bezeichnet wird. Als Folge der wiederholten Ausbeulungen entstehen an den Stegrändern durch die Einspannungen in die Flansche und Quersteifen Zwängungen in Form von sekundären Spannungen σ_b , siehe Bild 43. Bei entsprechender Häufigkeit und Größe der Lastwechsel führen die Schwingbreiten dieser sekundären Spannungen zu Ermüdungsrissen an den Schweißnähten entlang dem Beulfeldrand und zu einem vorzeitigen Ermüdungsversagen.

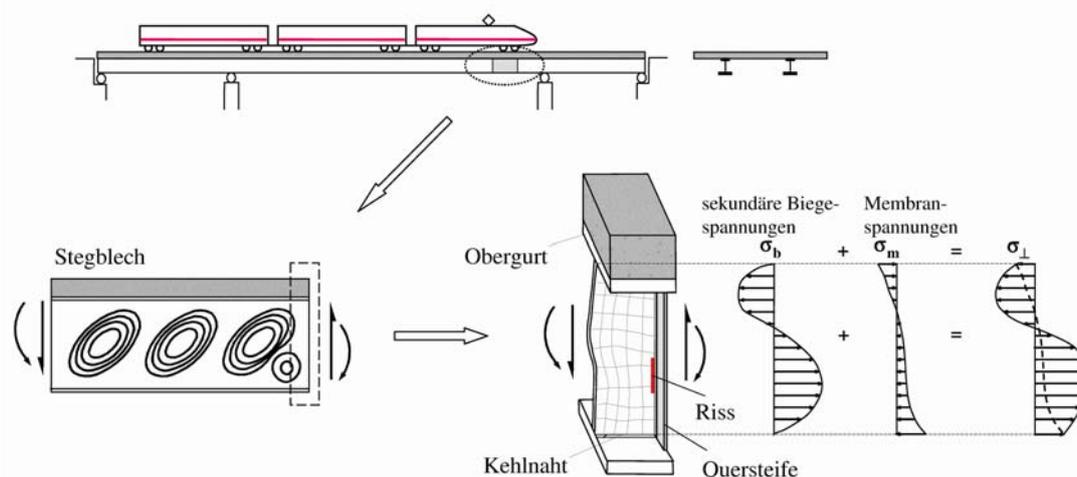


Bild 43. Ermüdung infolge Stegblechatmen im Brückenbau

Bei der Anwendung von überkritischen Bemessungsregeln für Brücken, Kranbahnen und anderen Tragwerke unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung muss daher neben dem statischen Grenztragfähigkeitsnachweis auch ein Nachweis gegen Ermüdung infolge Stegblechatmen geführt werden. prEN 1993-2 und prEN 1993-6 enthalten deshalb Regeln zur Begrenzung des übermäßigen Stegblechatmens um mögliche Ermüdungsschäden im Bereich von Steg-Flansch- oder Steg-Quersteifen-Verbindungen auszuschließen. Es ist allerdings zu erwähnen, dass in diesen Normen der Nachweis des Stegblechatmens formal dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und nicht dem Nachweis der Materialermüdung zugeordnet wird.

Die Behandlung des Stegblechatmens als Ermüdungsproblem beinhaltet mehrere Besonderheiten und Schwierigkeiten, die einen einfachen Ermüdungsnachweis z.B. unter Anwendung des in den Normen verankerten Nennspannungskonzepts nicht möglich machen. Dies ist u.a.:

- Die sekundären Biegespannungen σ_b können mit rein analytischen Methoden nur näherungsweise berechnet werden, da sie keine Gleichgewichtsgrößen sind, sondern infolge Zwang entstehen. Ihr Verhalten ist nichtlinear und von sehr vielen Einflussfaktoren, wie z.B. der Stegblechschlankheit, abhängig.
- In Trägerlängsrichtung ergeben sich die ermüdungsrelevanten Spannungen σ_{\perp} durch Überlagerung von Membranspannungen σ_m aus der planmäßigen Biegebeanspruchung des Trägers mit den sekundären Biegespannungen σ_b durch das Ausbeulen der Stegbleche, vgl. Bild 43.
- Der potentielle Anrissort befindet sich an einer beliebigen Stelle entlang dem Beulfeldrand und ist nicht ohne weiteres vorhersagbar.

Wird für den Nachweis der Ermüdung infolge Stegblechatmen keine detaillierte Berechnungsmethode unter Berücksichtigung der o.g. Punkte verwendet, so enthält prEN 1993-2 zwei einfache Verfahren bei deren Anwendung der Nachweis als erfüllt betrachtet werden kann:

- Begrenzung der Spannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und
- Begrenzung der Stegblechschlankheit.

In den nachfolgenden Abschnitten werden beide Methoden kurz erläutert. Alternative detaillierte Verfahren können auch der Literatur entnommen werden, vgl. hierzu z.B. [86], [87].

6.4.2 Nachweis durch Begrenzung der Spannungen

Bei dieser vereinfachten Methode sind im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, d.h. unter dem Ansatz der häufig auftretenden Lastkombination, die auf das Stegblech einwirkenden Spannungen $\sigma_{x,Ed,ser}$ und $\tau_{Ed,ser}$ im Verhältnis zu den linear-elastischen, kritischen Beulspannungen σ_{cr} und τ_{cr} gemäß Gleichung (77) zu begrenzen:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(1,1 \cdot \frac{\tau_{Ed,ser}}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1,15 \quad (77)$$

Es handelt sich hierbei im Prinzip um einen vereinfachten Beulnachweis unter kombinierter Beanspruchung aus σ und τ , durch den sichergestellt werden soll, dass auf Gebrauchslastniveau die kritischen Beulspannungen nur unmerklich überschritten werden dürfen, da erst nach Überschreiten der kritischen Beulspannungen mit größeren Stegblechverformungen und damit mit erhöhten sekundären Biegespannungen zu rechnen ist.

6.4.3 Nachweis durch Begrenzung der Stegblechschlankheit

Alternativ zur Begrenzung der Spannungen kann nach prEN 1993-2 der Ermüdungsnachweis infolge Stegblechatmen entfallen, wenn die Stegblechschlankheit von in Längsrichtung nicht ausgesteiften Stegblechen folgende Schlankheitskriterien erfüllen:

$$b/t \leq 30 + 4,0 \cdot L \quad \text{und} \quad b/t \leq 300 \quad \text{für Straßenbrücken} \quad (78)$$

$$b/t \leq 55 + 3,3 \cdot L \quad \text{und} \quad b/t \leq 250 \quad \text{für Eisenbahnbrücken} \quad (79)$$

mit

L Spannweite in [m] und $L \geq 20$ m

b,t Stegblechbreite bzw. -dicke

Hintergrund dieser Regelung sind Betriebsfestigkeitsuntersuchungen von *Kuhlmann & Günther* [88] zur Ermüdungssicherheit imperfekter Stegbleche von Brückenhauptträgern mit Quersteifen unter dem Ansatz von ermüdungswirksamen Verkehrlastmodellen.

Die Regelungen gelten für Spannweiten größer 20 m, da sich für kleinere Spannweiten sowohl aus wirtschaftlicher als auch statischer Sicht keine bedeutenden Vorteile für Träger mit schlanken Stegen ergeben.

Die Grenzwerte für die Stegblechschlankheiten nehmen mit zunehmender Spannweite zu. Dies ist zum einen darauf zurückzuführen, dass mit zunehmender Spannweite aufgrund des höheren Verhältnisses von Eigengewicht/Verkehrslast der Ermüdungsnachweis an Bedeutung verliert, das prinzipiell auch schon durch den Schadensäquivalenzfaktor λ_1 zum Ausdruck kommt, vgl. Bild 15. Zum anderen nehmen mit größer werdender Spannweite auch die Stegblechhöhe und damit auch die Stegblechschlankheit automatisch zu.

Die Untersuchungen haben auch gezeigt, dass die Begrenzung der Stegblechschlankheit in erster Linie im Feldbereich von Trägern maßgebend wird, während in Bereichen, die überwiegend der Querkraftbeanspruchung unterliegen - hierzu zählen in erster Linie die End- und Zwischenauflagerbereiche - aufgrund der statisch erforderlichen Stegblechdicke keine Gefahr des vorzeitigen Versagens infolge Stegblechatmen besteht.

7 BEISPIELE

7.1 STAHLFACHWERKTRÄGER AUS KREISHOHLPROFILEN

7.1.1 Einleitung

Im Folgenden soll an einem Beispiel eines Stahlfachwerkträgers aus geschweißten Kreishohlprofilen die Vorgehensweise des Ermüdungsnachweises an einem ebenen, sogenannten K-Knoten aufgezeigt werden. Im ersten Teil wird der Nachweis zunächst nach dem in EN 1993-1-9 enthaltenen Nennspannungskonzept aufgezeigt und dann im zweiten Teil unter Anwendung des Strukturspannungskonzepts, gemäß Abschnitt 6.2 dieses Beitrags bzw. nach den Regeln in CIDECT [25].

Das Beispiel wurde von Dr.-Ing. Stefan Herion von der VA Karlsruhe erarbeitet. Für die Bereitstellung des Beispiels möchten sich die Autoren an dieser Stelle recht herzlich bedanken.

7.1.2 Allgemeine Angaben

7.1.2.1 System und Belastung

Bild 44 das statische System und die Belastung des Fachwerkträgers. Es handelt sich um einen ebenen 36 m langen Fachwerkträger der als Deckenträger in einer Maschinenhalle zum Einsatz kommt. Der Träger wird durch Maschinenlasten wechselnd beansprucht. Bei den dargestellten Lasten handelt es sich um Oberlasten, das heißt die Belastung variiert zwischen Null und den angegebenen Werten. Es ergibt sich dadurch eine konstante Schwingbreite, die der Größe der dargestellten Lasten entspricht.

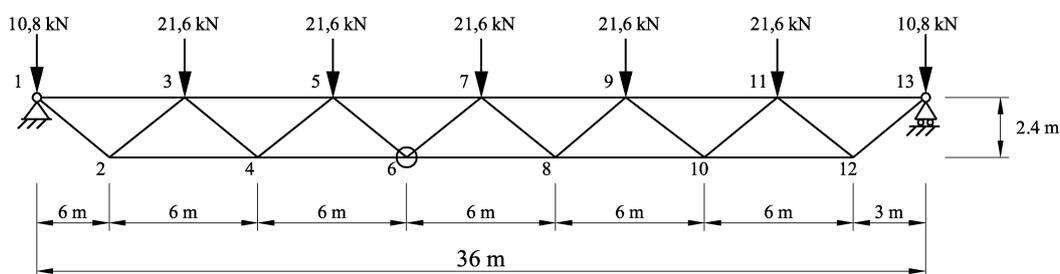


Bild 44. Ebenes Fachwerk und Belastung (Spannungsschwingbreite konstant)

7.1.2.2 Profile

Die Profile werden wie folgt gewählt (Kreishohlprofile, engl. CHS – circular hollow section):

Obergurt: CHS 219,1 x 7,1, $A_o = 4728 \text{ mm}^2$, $W_o = 0,243 \times 106 \text{ mm}^3$

Streben: CHS 88,9 x 4,0, $A_{1,2} = 1070 \text{ mm}^2$, $W_{1,2} = 0,0217 \times 106 \text{ mm}^3$

Untergurt: CHS 177,8 x 7,1, $A_o = 3807 \text{ mm}^2$, $W_o = 0,156 \times 106 \text{ mm}^3$

Die Exzentrizität e der Knoten sei $e = 0$

7.1.3 Vereinfachter Ermüdungsnachweis unter Anwendung des Nennspannungskonzepts nach EN 1993-1-9

7.1.3.1 Allgemein

Auf Grundlage der gegebenen Situation soll für den Knoten 6 der Ermüdungsnachweis bzw. unter Kenntnis der Belastung die Lebensdauer d.h. die Anzahl der Schwingspiele bis zum Ermüdungsversagen bestimmt werden.

7.1.3.2 Ermittlung der Stabbeanspruchung

Für die Tragwerksberechnung des Trägers werden durchlaufende Gurte und gelenkig angeschlossene Streben angenommen. Die berechneten Schnittgrößen (Normalkräfte und Biegemomente) sind in Bild 45 angegeben. Diese können als eine Lastkombination aus zwei Lastfällen dargestellt werden, Bild 46. Die beiden Lastfälle lassen sich wie folgt beschreiben:

EN 1993-1-9
Abschnitt 4 (2)

Lastfall 1: Im Gleichgewicht stehende Normalkräfte

Lastfall 2: Restschnittgrößen im Gurt (Normalkräfte und Biegung)

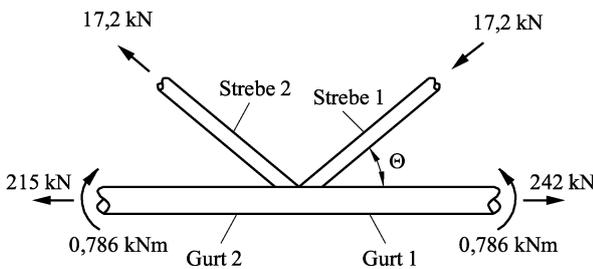


Bild 45. Schnittgrößen am Knoten 6 (Normalkräfte und Biegung)

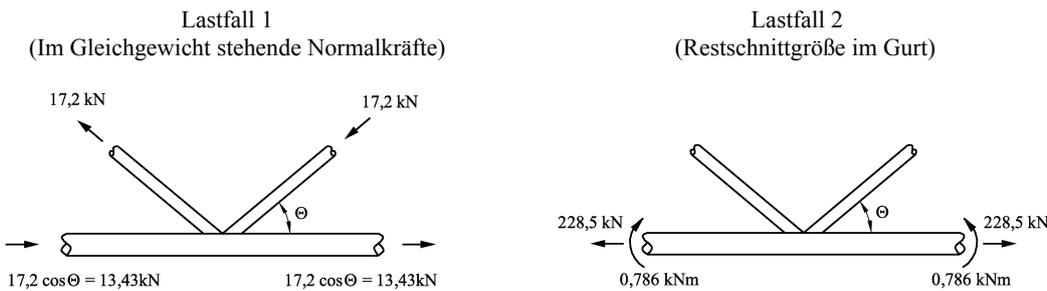


Bild 46. Zwei Lastfälle für Knoten 6

7.1.3.3 Ermittlung der Nennspannungsschwingbreiten in den kritischen Bauteilen

Wie in Bild 45 zu erkennen ist, tritt aufgrund der größeren Zugkraft die maßgebende Beanspruchung im Gurt 1 auf. Von den beiden Diagonalen wird nur die zugbeanspruchte Strebe 2 nachgewiesen.

Lastfall 1: Im Gleichgewicht stehende Normalkräfte, Index b = brace (engl. Strebe), ax = axial loading:

$$\sigma_{b,ax} = 17,2 \cdot 10^3 / 1070 = 16 \text{ N/mm}^2$$

Lastfall 2: Restschnittgrößen im Gurt, Index ch = chord (engl. Gurt), ch = chord loading:

$$\sigma_{ch,ch} = 228,5 \cdot 10^3 / 3807 - 0,786 \cdot 10^6 / (0,156 \cdot 10^6) = 60 - 5 = 55 \text{ N/mm}^2$$

(Anmerkung: Die Biegemomente im Gurt reduzieren die Zugspannung des Gurtes auf der Seite, auf der die Streben angeschlossen sind).

Um die Effekte aus sekundären Biegemomenten zu berücksichtigen müssen die Nennspannungsschwingbreiten mit den Erhöhungsfaktoren gemäß Tabelle 6 multipliziert werden. Für die Streben ist ein Erhöhungsfaktor von 1,3 und für die Gurte der Faktor 1,5 anzusetzen. Die Spannungsschwingbreiten ergeben sich dann für

EN 1993-1-9
Abschnitt 4 (2)

Lastfall 1 (Im Gleichgewicht stehende Normalkräfte):

$$\sigma_{b,ax} = 1,3 \cdot 16 = 21 \text{ N/mm}^2$$

EN 1993-1-9
Tabelle 4.2

Lastfall 2 (Restschnittgrößen im Gurt):

$$\sigma_{ch,ch} = 1,5 \cdot 55 = 83 \text{ N/mm}^2$$

EN 1993-1-9
Abschnitt 4 (2)

7.1.3.4 Ermüdungsfestigkeit und Wahl der Kerbfallklasse

Bei Anwendung des Nennspannungskonzepts sind im Kerbfallkatalog von EN 1993-1-9 Konstruktionsdetails für geschweißte Knoten von Fachwerkträgern enthalten. Wie bereits in Abschnitt 5.2.4 dieses Beitrags erwähnt, ist die Anwendung der Kerbfälle aber nur unter Einhaltung vorgegebener geometrischer Randbedingungen (sog. Knotenparameter) möglich. Es erfolgt daher zunächst eine Überprüfung der Knotenparameter:

$$\beta = d_1 / d_o = 88,9 / 177,8 = 0,5$$

$$2\gamma = d_o / t_o = 177,8 / 7,1 = 25$$

$$\gamma = 12,5$$

$$\tau = t_1 / t_o = 4 / 7,1 = 0,563$$

$$\theta = \arctan(2,4 / 3,0) = 38,7^\circ$$

EN 1993-1-9
Tabelle 8.7
Anforderungen
Konstruktionsdetail
1

Die Parameter liegen innerhalb der zulässigen Grenzen. Für das Wanddickenverhältnis der Rohre $t_0 / t_1 = 1,775$ ergibt sich der Kerbfall 45.

7.1.3.5 Teilsicherheitsfaktoren

Für die Bemessung ist die Ermüdungsfestigkeit um den Teilsicherheitsfaktor γ_{Mf} zu reduzieren. Für das vorliegende Beispiel wird bedingt durch eine zugängliche Kerbstelle und infolge regelmäßig stattfindender Inspektionen die Kategorie "schadenstolerant" und „hohe Schadensfolge“ gewählt. Für diese Kategorie ist ein Teilsicherheitsfaktor von 1,15 anzusetzen.

EN 1993-1-9
Tabelle 3.1

7.1.3.6 Ermüdungsnachweis und Lebensdauer für den Knoten Nr. 6

Unter Kenntnis der Kerbfallklasse $\sigma_C = 45 \text{ N/mm}^2$ bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln und des Teilsicherheitsfaktors $\gamma_{MF} = 1,15$ ergibt sich aus der allgemeinen Form der Ermüdungsfestigkeitskurve bzw. *Wöhlerlinie* die Anzahl der maximal möglichen Lastwechsel bis zum Ermüdungsversagen. Hierbei ist zu erwähnen, dass für das vorliegende Konstruktionsdetail gemäß Tabelle 14 die *Wöhlerlinienneigung* mit $m = 5$ angegeben wird. Die maßgebende Stelle ist das Gurtrohr mit einer maximalen Spannungsschwingbreite von $\sigma_{ch,ch} = 83 \text{ N/mm}^2$.

$$N_R = 2 \cdot 10^6 \cdot \frac{(\Delta\sigma_C / \gamma_{MF})^m}{\Delta\sigma_{ch,ch}^m} = 2 \cdot 10^6 \cdot \frac{(45/1,15)^5}{83^5} = 46.600 \text{ Lastwechsel}$$

7.1.4 Ermüdungsnachweis unter Anwendung des Strukturspannungskonzeptes nach CIDECT [25]

7.1.4.1 Allgemein

Der Ermüdungsnachweis unter Anwendung des Nennspannungskonzeptes nach EN 1993-1-9 ist bedingt durch die geometrischen Anforderungen an die Kontengeometrie teilweise nur eingeschränkt möglich. Liegen die geometrischen Abmessungen außerhalb dieses vorgegebenen Parameterbereichs, wie dies z.B. häufig im Straßenbrückenbau oder im Offshore-Bereich der Fall ist, so kann der Ermüdungsnachweis nicht mehr geführt werden. Weiterhin ist zu erwähnen, dass für geschweißte Knoten von Fachwerkträgern das in EN 1993-1-9 enthaltene Verfahren nach dem Nennspannungskonzept in vielen Fällen weit auf der sicheren Seite liegt, da Unterschiede in der lokalen Knotengeometrie nicht erfasst werden können. Aus diesem Grund wird nachfolgend zum Vergleich der Ermüdungsnachweis nach dem Strukturspannungskonzept gemäß CIDECT [25] geführt. Die Vorgehensweise ist bis einschließlich der Ermittlung der korrigierten Nennspannungen zur Berücksichtigung von Effekten aus sekundären Beigemomenten identisch.

7.1.4.2 Ermittlung der Spannungskonzentrationsfaktoren SCF

Im CIDECT-Handbuch werden für verschiedene Anschlusstypen Formeln und Graphen zur Bestimmung der Spannungskonzentrationsfaktoren (SCF) angegeben. Für das vorliegende Beispiel ergeben sich die Spannungskonzentrationsfaktoren aus dem Anhang D.3 „Ebene KHP-K-Anschlüsse mit Spalt“ des Handbuchs. Hierbei sind die beiden Lastfälle: Lastfall 1 „im Gleichgewicht stehende Normalkräfte“ und Lastfall 2 „Restschnittgrößen im Gurt“ zu unterscheiden.

Lastfall 1 (Im Gleichgewicht stehende Normalkräfte)

Gurt:

[25], Anhang D.3,
Tabelle D.3, Lastfall
1, Gurt

$$\begin{aligned} SCF_{ch,ax} &= \left(\frac{\gamma}{12}\right)^{0,4} \cdot \left(\frac{\tau}{0,5}\right)^{1,1} \cdot SCF_{0,ch,ax} \\ &= 1,16 \cdot SCF_{0,ch,ax} \end{aligned}$$

wobei für $\beta = 0,5$ und $\theta = 30^\circ$: $SCF_{0,ch,ax} = 2,6$

für $\beta = 0,5$ und $\theta = 45^\circ$: $SCF_{0,ch,ax} = 2,9$

somit für $\beta = 0,5$ und $\theta = 38,7^\circ$: $SCF_{0,ch,ax} = 2,77$

und $SCF_{ch,ax} = 1,16 \cdot 2,77 = 3,2$

Strebe:

[25], Anhang D.3,
Tabelle D.3, Lastfall
1, Strebe

$$\begin{aligned} SCF_{ch,ax} &= \left(\frac{\gamma}{12}\right)^{0,5} \cdot \left(\frac{\tau}{0,5}\right)^{0,5} \cdot SCF_{0,b,ax} \\ &= 1,08 \cdot SCF_{0,b,ax} \end{aligned}$$

wobei für $\beta = 0,5$ und $\theta = 30^\circ$: $SCF_{0,b,ax} = 1,3$

für $\beta = 0,5$ und $\theta = 45^\circ$: $SCF_{0,b,ax} = 1,8$

somit für $\beta = 0,5$ und $\theta = 38,7^\circ$: $SCF_{0,b,ax} = 1,59$

und $SCF_{b,ax} = 1,08 \cdot 1,59 = 1,72$

Überprüfung der unteren SCF-Grenzwerte:

[25], Kap. 4.5, Abs.
Detail-lierte For-
meln und Diagram-
me, min SCF = 2,0

für $\beta = 30^\circ$: $\min SCF_{b,ax} = 2,64$

für $\beta = 45^\circ$: $\min SCF_{b,ax} = 2,30$

somit für $\beta = 38,7^\circ$: $\min SCF_{b,ax} = 2,44$

maßgebend ist also der untere SCF Grenzwert, $SCF_{b,ax} = 2,4$

Lastfall 2 (Restschnittgrößen im Gurt)

Entsprechend den Bemessungshilfen im CIDECT-Handbuch ergibt sich für

Gurt:

[25], Anhang D.3,
Tabelle D.3, Lastfall
2, Gurt

$$\begin{aligned} SCF_{ch,ch} &= 1,2 \cdot \left(\frac{\gamma}{0,5}\right)^{0,3} \cdot (\sin \theta)^{-0,9} \\ &= 1,9 \end{aligned}$$

maßgebend ist der untere SCF Grenzwert, also $SCF_{ch,ch} = 2,0$

Strebe:

[25], Anhang D.3,
Tabelle D.3, Lastfall
2, Strebe

$SCF_{b,ch} = 0$ (kann vernachlässigt werden)

7.1.4.3 Maximale Strukturspannungsschwingbreiten

Lastfall 1 (Im Gleichgewicht stehende Normalkräfte)

$$S_{R,h.s.,Gurt} = SCF_{ch,ax} \cdot \sigma_{Strebe,ax} = 3,2 \cdot 21 = 67 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{R,h.s.,Strebe} = SCF_{b,ax} \cdot \sigma_{Strebe,ax} = 2,4 \cdot 21 = 50 \text{ N/mm}^2$$

Lastfall 2 (Restschnittgrößen im Gurt)

$$S_{R,h.s.,Gurt} = SCF_{ch,ch} \cdot \sigma_{Gurt,ch} = 2,0 \cdot 83 = 166 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{R,h.s.,Strebe} = SCF_{b,ch} \cdot \sigma_{Gurt,ch} = 0 \text{ N/mm}^2$$

Überlagerung der Lastfälle 1 und 2

$$S_{R,h.s.,Gurt} = 67 + 166 = \underline{233 \text{ N/mm}^2}$$

$$S_{R,h.s.,Strebe} = 50 + 0 = \underline{50 \text{ N/mm}^2}$$

7.1.4.4 Bemessungswerte für die Strukturspannungsschwingbreiten

Für die Berechnung der Bemessungswerte sind die maximalen Spannungsschwingbreiten um die jeweiligen Teilsicherheitsfaktoren zu vergrößern. Für den Teilsicherheitsfaktoren von $\gamma_{Mf} = 1,15$ ergibt sich:

$$S_{R,h.s.,Gurt} = 1,25 \cdot 233 = \underline{291 \text{ N/mm}^2}$$

$$S_{R,h.s.,Strebe} = 1,25 \cdot 50 = \underline{63 \text{ N/mm}^2}$$

7.1.4.5 Ermüdungsnachweis und Lebensdauer für Knoten Nr. 6

Im CIDECT-Handbuch wird für geschweißte Hohlprofilverbindungen die Ermüdungsfestigkeit bei Verwendung von Strukturspannungen in Form von *Wöhlerlinien* in Abhängigkeit der Blechdicke t und der Profilform angegeben. Für das vorliegende Beispiel kreisförmiger Hohlprofile mit Blechdicken $t < 16 \text{ mm}$ wird folgende Ermüdungsfestigkeitskurve angegeben:

$$\log(\Delta\sigma_{R,h.s.}) = \frac{1}{3} \cdot (12,476 - \log(N_R)) + 0,06 \cdot \log(N_R) \cdot \log\left(\frac{16}{t}\right) \quad \text{für } N_R \leq 5 \cdot 10^6$$

[25], Kap. 3.6, Tabelle 3.1

Ermüdungsbruch im Gurt:

Durch Umformen, dieser Gleichung ergibt sich für die maßgebende Strukturspannungsschwingbreite im Gurtrohr von $\sigma_{R,h.s.,Gurt} = 291 \text{ N/mm}^2$ bei einer Gurtrohrdicke von $t = 7,1 \text{ mm}$ folgende Lastspielzahl bis zum Bruch:

$$\begin{aligned} \log(N_R) &= \frac{12,476 - 3 \cdot \log(\Delta\sigma_{R,h.s.})}{1 - 0,18 \cdot \log\left(\frac{16}{t}\right)} \\ &= \frac{12,476 - 3 \cdot \log(291)}{1 - 0,18 \cdot \log\left(\frac{16}{7,1}\right)} \\ &= 5,43 \end{aligned}$$

$$N_R = 10^{5,43} = 269.000 \text{ Lastwechsel bis zum Bruch}$$

Ermüdungsbruch in der Strebe:

Hier ist $t = 4 \text{ mm}$ und $S_{R,h.s.,Strebe} = 63 \text{ N/mm}^2$. Der Bemessungswert der Spannungsschwingbreite von 63 N/mm^2 ist kleiner als die Dauerfestigkeit (5 Mio. Lastwechsel) von 147 N/mm^2 . Daher ist kein Ermüdungsversagen in der Strebe zu erwarten. [25], Kap. 3.6, Tabelle 3.2

Ergebnis:

Die zu erwartende Lebensdauer für Ermüdungsversagen für den Knoten Nr. 6 liegt bei ca. 269.000 Lastwechseln. Maßgebend für das Ermüdungsversagen ist der Gurt.

Ein Vergleich mit dem Ergebnis in Abschnitt 7.1.3.6, von 46.600 Lastwechseln, macht deutlich, dass im konkreten Fall die Anwendung der Regeln in EN 1993-1-9 zu einer deutlich geringeren Lebensdauer führt.

7.2 STAHLSCORNSTEIN

7.2.1 Einleitung

Das Beispiel wurde von Dipl.-Ing. Christian Kammel vom Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau an der RWTH Aachen erarbeitet. Für die Bereitstellung des Beispiels möchten sich die Autoren an dieser Stelle recht herzlich bedanken.

Freistehende Kamine werden gewöhnlich durch Windeinwirkung dynamisch beansprucht. Diese Wirbel rufen Querschwingungen des Kamins hervor. Im Bereich einer bestimmten Wirklänge lösen alternierend Wirbel seitlich vom Schornstein ab und übertragen dabei einen Impuls auf den Schornstein. Bei einer kritischen Windgeschwindigkeit erfolgt die Wirbelablösung in Resonanz mit der Schornsteineigenfrequenz, so dass Querschwingungen mit großen Schwingwegamplituden auftreten können. Die auftretende zyklische Belastung wird auf alle Konstruktionsteile und Verbindungen übertragen.

In der Regel ist es erforderlich, folgende Bauteile hinsichtlich ihrer Ermüdungsfestigkeit zu überprüfen:

- a) geschraubte Ringflanschverbindung zwischen zwei Segmenten
- b) angeschweißte Steifen im Bodenbereich
- c) Ankerschrauben im Bodenbereich

Für diese drei Details wird daher nachfolgend der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit durchgeführt.

Bemerkung: Im Ringflansch treten Zugspannungen in Dickenrichtung auf; daher ist auf die Vermeidung von Terrassenbruch zu achten, vgl. EN 1993-1-1, Abs. 3.2.4 und EN 1993-1-10.

7.2.2 Allgemeine Angaben

Geschweißter, einwandiger Stahlschornstein mit innenliegender Wärmedämmung.

Höhe: $h = 55,0 \text{ m}$

Außendurchmesser: $d = 1.630 \text{ mm}$

Schlankheitsverhältnis: $\lambda = h / d = 33,742$

Blechdicke bei +11.500 mm: $s = 12 \text{ mm}$

Eigenfrequenz: $f_e = 0,60 \text{ Hz}$ *)

Streckgrenze: $f_{yk} = 190 \text{ N/mm}^2$ S235 bei einer max. Temperatur von $T = 100 \text{ °C}$

*) Die Ermittlung der Eigenfrequenz kann entweder durch „Berechnung mittels Modalanalyse“, durch Anwendung von EN 1991-1-4 Anhang F oder durch Messung erfolgen.

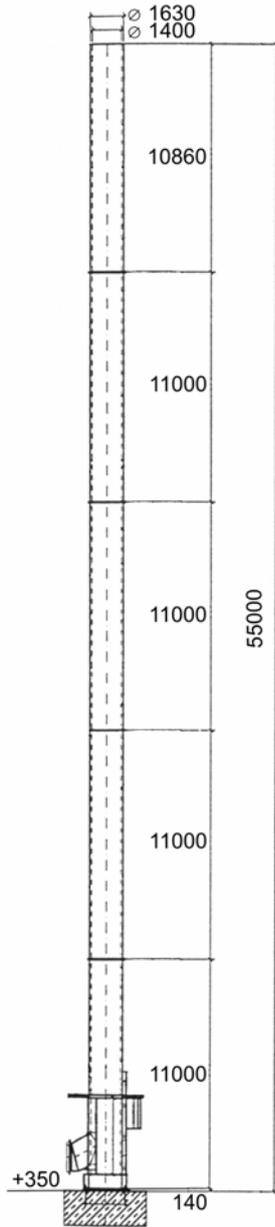


Bild 47. Seitenansicht des Stahlschornsteins

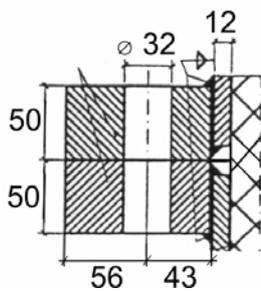


Bild 48. Geschraubte Ringflanschverbindung zwischen zwei Segmenten bei +11.500 mm

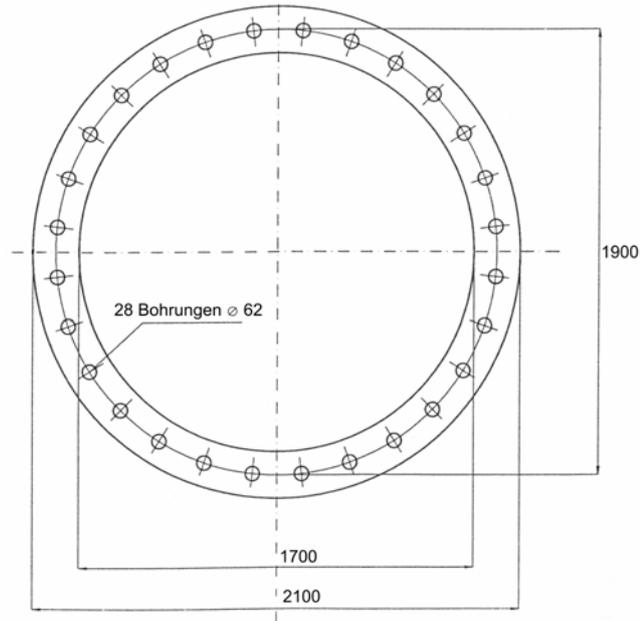


Bild 49. Ankerschrauben im Fußbereich bei +350 mm (Draufsicht)

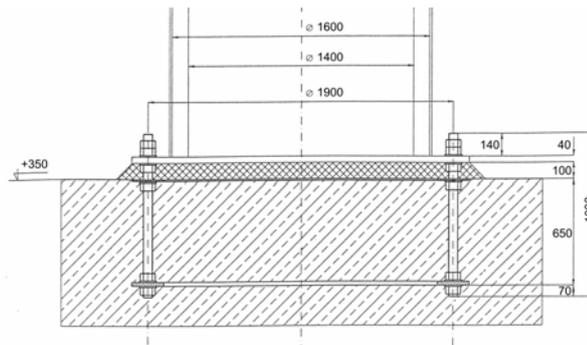


Bild 50. Ankerschrauben im Fußbereich bei +350 mm (Seitenansicht)

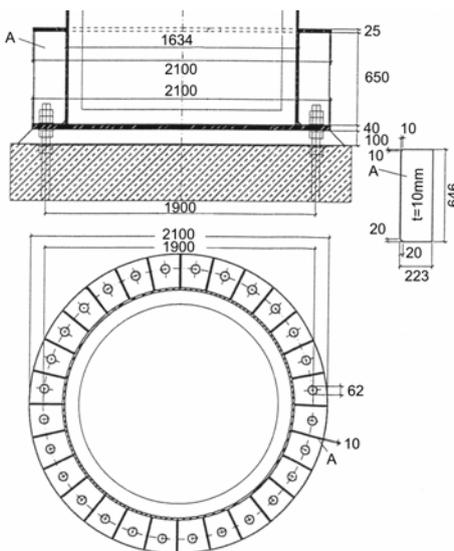


Bild 51. Angeschweißte Steifen im Bodenbereich bei +350 mm

7.2.3 Windlasten gemäß EN 1991-1-4

Strouhalzahl für kreisförmige Querschnitte

EN 1991-1-4
Kapitel E.1.3.2

$$St = 0,180$$

kritische Windgeschwindigkeit

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.3.1

$$v_{crit} = d \cdot \frac{f_e}{St} = 5,433 \text{ m/s}$$

äquivalente Masse pro Längeneinheit

EN 1991-1-4
Abschnitt F.4

$$m_{i,e} = 340 \text{ kg/m}$$

Dichte der Luft

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.3.3

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

Dämpfung (log. Dekrement) eines geschweißten Stahlschornsteins ohne außenliegende Wärmedämmung

EN 1991-1-4
Abschnitt F.5

$$\delta_s = 0,012$$

Scrutonzahl

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.3.3

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot d^2} = 2,457$$

kinematische Zähigkeit der Luft

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.3.4

$$\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Reynoldszahl

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.3.4

$$Re(v_{crit}) = \frac{d \cdot v_{crit,i}}{\nu} = 5,904 \cdot 10^5$$

Wirklänge

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.3

Annahme für 1. Iteration:

$$\frac{\max y_F}{d} < 0,1 \Rightarrow L_w = 6 \cdot d$$

$$L_{w,1} = 9,80 \text{ m}$$

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.4

$$K_w = 3 \cdot \frac{L_w}{d \cdot \lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_w}{d \cdot \lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_w}{d \cdot \lambda} \right)^2 \right]$$

Wirklängenfaktor

$$K_{w,1} = 0,444$$

Beiwert

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.5

$$K = 0,130$$

Grundwert des aerodynamischen Erregerkraftbeiwertes

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.2

$$c_{lat,0} = 0,200$$

aerodynamischer Erregerkraftbeiwert

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.2

$$c_{lat} = 0,200 \text{ Annahme: } \frac{v_{crit}}{v_{m,L}} \leq 0,83$$

max. Querschwingungsamplitude bei v_{crit}

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.1

$$\max y_F = \frac{d \cdot K_w \cdot K \cdot c_{lat}}{St^2 \cdot Sc} = 236,488 \text{ mm}$$

=> nach 1. Iteration

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.3

$$0,6 > \frac{\max y_F}{d} = 0,145 > 0,1$$

Wirklänge, 2. Iteration

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.3

$$L_w = \left(4,8 + 12 \cdot \frac{y_F}{d} \right) \cdot d = 10,7 \text{ m}$$

$$K_w = 3 \cdot \frac{L_w}{d \cdot \lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_w}{d \cdot \lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_w}{d \cdot \lambda} \right)^2 \right] \text{ Wirklängenfaktor}$$

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.4

$$K_w = 0,476$$

max. Querschwingungsamplitude bei v_{crit}

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.1

nach Iteration

$$\max y_F = \frac{d \cdot K_w \cdot K \cdot c_{lat}}{St^2 \cdot Sc} = 253 \text{ mm}$$

nach 2. Iteration

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.3

$$0,6 > \frac{\max y_F}{d} = 0,155 > 0,1$$

Bemerkung: Eine genaue Berechnung erfordert die Ermittlung der Schwingungsformen (vgl. EN 1991-1-4, Anhang E.1.4). Hier wird nachfolgend eine vereinfachte Berechnungsmethode verwendet.

Schwingbreite der horizontal angreifenden Belastung

[89]
S.628 ff

$$\Delta P_{lat} = 2 \cdot \left(\frac{\rho}{2} \cdot v_{crit}^2 \cdot c_{lat} \cdot d \cdot L_w \right) = 128 \text{ N}$$

Resonanzüberhöhung

[89]
S.621 ff

$$V = \frac{\pi}{\delta_s} = 262$$

Schwingbreite des Biegemomentes bei +11.500 mm

Zur Berücksichtigung der Theorie 2. Ordnung, wird in Anlehnung an DIN 4113 Abschnitt

$$\Delta M_1 = V \cdot \Delta P_{lat} \cdot \left(h - 11,5 - \frac{L_w}{2} \right) \cdot 1,02 = 1.307 \text{ kNm}$$

Schwingbreite des Biegemomentes bei +350 mm

$$\Delta M_2 = V \cdot \Delta P_{\text{lat}} \cdot \left(h - 0,35 - \frac{L_w}{2} \right) \cdot 1,02 = 1.689 \text{ kNm}$$

Bemerkung: Die gleiche Berechnung ist für die zweite Schwingungsmode durchzuführen. Für Schornsteine mit einer großen Schlankheit ($h/b > 30$) ist die zweite Schwingungsmode häufig maßgebend für den Nachweis der Ermüdungsfestigkeit für die oberen Ringflanschverbindungen infolge der Schwingungsamplituden in diesem Bereich. Bei der zweiten Schwingungsmode ist mit einer geringeren Dämpfung zu rechnen.

6.2, vereinfachend ein konstanter Vergrößerungsfaktor von 1,02 angenommen. Alternativ kann der Faktor nach prEN 1993-3-2, Abs. 5.2.3 ermittelt werden.

7.2.4 Ermüdungsnachweis der Ringflanschverbindung bei +11.500 mm

7.2.4.1 Allgemeine Angaben

Schrauben: M30 10.9, Durchmesser $D = 30 \text{ mm}$

Bild 48

Spannungsquerschnitt: $A_s = 561 \text{ mm}^2$

Schraubenfestigkeit: $f_{ub} = 1.000 \text{ N/mm}^2$

Anzahl der Schrauben: $n = 30$

Abstand der Schrauben vom Mantelblech: $a = 43 \text{ mm}$

Bild 48

Abstand zwischen den Schrauben: $e = \frac{\pi}{n} \cdot (d + 2 \cdot a) = 179,7 \text{ mm}$

Querschnitt des Schornsteins bei +11.500 mm (ohne Ringflansch)

Bild 48

$$A_K = \frac{\pi}{4} \cdot (d^2 - (d - 2 \cdot s)^2) = 610 \text{ cm}^2$$

elastisches Widerstandsmoment des Schornsteins bei +11.500 mm (ohne Ringflansch)

$$W_y = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{d^4 - (d - s \cdot 2)^4}{d} = 24.493 \text{ cm}^3$$

7.2.4.2 Belastung

Normalspannungsschwingbreite im Mantelblech

$$\Delta \sigma_{E,K} = \frac{\Delta M_1}{W_y} = 53,4 \text{ N/mm}^2$$

Normalkraft [kN] (ohne γ)

$$N = A_K \cdot 78,5 \cdot (h - 11,5) \cdot 1,28 = 266,7 \text{ kN}$$

max. Zugspannungsschwingbreite im Ringflansch

$$\Delta \sigma_{E,R} = \frac{\Delta M_1}{2 \cdot W_y} - \frac{N}{A_K} = 22,4 \text{ N/mm}^2$$

Schätzung: Eigengewicht des Kamins bis +11.500 mm zuzüglich 28% Anbauten.

Der Teiler 2 resultiert aus der Tatsache, dass die Schraube nur mit dem Zuganteil der Schwingbreite des Biegemomentes beansprucht wird.

Normalspannungsschwingbreite im Mantelblech

$$\Delta\sigma_{E,K} = \frac{\Delta M_1}{W_y} = 53,4 \text{ N/mm}^2$$

Normalkraft [kN] (ohne γ)

$$N = A_K \cdot 78,5 \cdot (h - 11,5) \cdot 1,28 = 266,7 \text{ kN}$$

max. Zugspannungsschwingbreite im Ringflansch

$$\Delta\sigma_{E,R} = \frac{\Delta M_1}{2 \cdot W_y} - \frac{N}{A_K} = 22,4 \text{ N/mm}^2$$

Kraftschwingbreite in der vorgespannten Verbindung

$$\Delta F = \frac{e \cdot s \cdot \Delta\sigma_{E,R} \cdot \left(\frac{d-s}{2}\right) \cdot \left(1 + \frac{a + \frac{s}{2}}{b}\right)}{\left(\frac{d}{2} + a\right)} = 85,1 \text{ kN}$$

Kraftschwingbreite der Schrauben

$$\Delta F_t = \Delta F \cdot p = 18,6 \text{ kN}$$

Normalspannungsschwingbreite der Schrauben

$$\Delta\sigma_E = \frac{\Delta F_t}{A_S} = 33,2 \text{ N/mm}^2$$

Spannungsschwingspiele (50 Jahre)

$$N = 2 \cdot T \cdot n_y \cdot \epsilon_0 \cdot \left(\frac{v_{crit}}{v_0}\right)^2 \cdot e^{\left(-\left(\frac{v_{crit}}{v_0}\right)^2\right)} = 2,02 \cdot 10^8$$

Bemerkung: Infolge der großen Lastwechselzahl ($> 10^8$) ist es erforderlich, alle Bauteile dauerfest auszulegen.

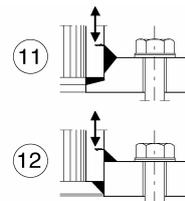
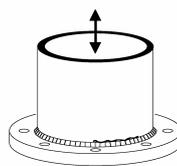
7.2.4.3 Kerbdetails

Ringflanschverbindung: Kerbfall 40

$$\Delta\sigma_C = 40 \text{ N/mm}^2$$

Dauerfestigkeit Ringflanschverbindung

$$\Delta\sigma_D = 0,74 \cdot \Delta\sigma_C = 29,6 \text{ N/mm}^2$$



Schätzung: Eigengewicht des Kamins bis +11.500 mm zuzüglich 28% Anbauten.

Der Teiler 2 resultiert aus der Tatsache, dass die Schraube nur mit dem Zuganteil der Schwingbreite des Biegemomentes beansprucht wird. [89] S.994 ff

Der Faktor $p = 0,218$ ist der Steifigkeitsanteil der Schraube. In diesem Beispiel nach [89] S. 995 ermittelt (alternativ nach VDI 2230: $p = 0,150$ [90]).

Effekte aus Vorspannung sind berücksichtigt.

EN 1991-1-4
Abschnitt E.1.5.2.6

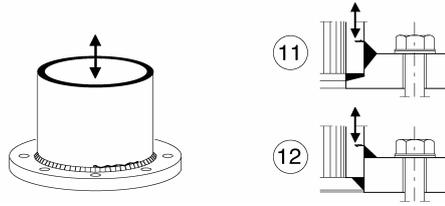
EN 1993-1-9
Tab. 8.5

Ringflanschverbindung: Kerbfall 40

$$\Delta\sigma_C = 40 \text{ N/mm}^2$$

Dauerfestigkeit Ringflanschverbindung

$$\Delta\sigma_D = 0,74 \cdot \Delta\sigma_C = 29,6 \text{ N/mm}^2$$



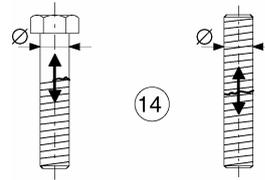
EN 1993-1-9
Tab. 8.5

Schraube: Kerbfall 50

$$\Delta\sigma_C = 50 \text{ N/mm}^2$$

Dauerfestigkeit Schraube

$$\Delta\sigma_D = 0,74 \cdot \Delta\sigma_C = 37 \text{ N/mm}^2$$



EN 1993-1-9
Tab. 8.1

7.2.4.4 Teilsicherheitsfaktoren

Teilsicherheitsfaktor für die Ermüdungsfestigkeit

$$\gamma_{Mf} = 1,0$$

(Konzept der Schadenstoleranz und niedrigen Schadensfolgen)

EN 1993-1-9
Abschnitt 3

7.2.4.5 Nachweis der Ermüdungsfestigkeit

Bedingung: $\Delta\sigma_E < \Delta\sigma_D$

Ringflanschverbindung : $53,4 \text{ N/mm}^2 < 29,6 \text{ N/mm}^2$

Schrauben : $33,2 \text{ N/mm}^2 < 37 \text{ N/mm}^2$

7.2.5 Ermüdungsnachweis der Steifen im Bodenbereich bei +350 mm

7.2.5.1 Angaben

Anzahl der Schrauben: $n = 28$ (entspricht Anzahl der Steifen)

Bild 49

Durchmesser des Ankerkranzes: $d_2 = 1.900 \text{ mm}$

Bild 49

Radius des Verankerungsrings: $r_s = \frac{d_2}{2} = 950 \text{ mm}$

Doppelseitige Kehlnaht zwischen Steife und Bodenplatte

$$a_w = 6 \text{ mm}$$

$$L_w = 220 \text{ mm}$$

7.2.5.2 Belastung

Kraftschwingbreite der Steifen

$$\Delta F = \frac{2}{n} \cdot \frac{\Delta M_2}{r_s} = 127,0 \text{ kN}$$

Dies entspricht einer vereinfachten Rechnung z.B. nach [89] S. 997.

Kraftschwingbreite der Steifen

$$\Delta F = \frac{2}{n} \cdot \frac{\Delta M_2}{r_s} = 127,0 \text{ kN}$$

Dies entspricht einer vereinfachten Rechnung z.B. nach [89] S. 997.

Normalspannungsschwingbreite in der Naht zwischen Steife und Bodenplatte

$$\Delta \sigma_{E,w} = \frac{\Delta F}{2 \cdot L_w \cdot a_w} = 48,1 \text{ N/mm}^2$$

7.2.5.3 Kerbdetail

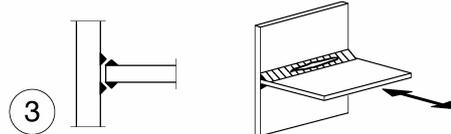
Geschweißte Steife: Kerbfall 36*

$$\Delta \sigma_C = 36 \text{ N/mm}^2$$

Dauerfestigkeit

$$\Delta \sigma_D = 0,74 \cdot \Delta \sigma_C = 26,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_D^* = \left(40^3 \cdot 2 \cdot \frac{10^6}{10^7} \right)^{1/3} = 23,4 \text{ N/mm}^2$$



EN 1993-1-9
Tab. 8.5

EN 1993-1-9
7.1(3)

Bemerkung: Gemäß EN 1993-1-9, 7.1(3) ist bei Kerbfällen die mit einem * gekennzeichnet sind, eine modifizierte konstante Spannungsschwingbreite zu verwenden. Der Kerbfall darf um eine Kategorie angehoben werden, wenn die S-N-Kurve mit $m = 3$ bis zur Dauerfestigkeit $\Delta \sigma_D^*$ bei $N_D^* = 10^7$ verlängert wird.

7.2.5.4 Nachweis der Ermüdungsfestigkeit

Bedingung: $\Delta \sigma_E < \Delta \sigma_D$

Geschweißte Steife

$$48,1 \text{ N/mm}^2 < 26,5 \text{ N/mm}^2$$

$$48,1 \text{ N/mm}^2 < 23,4 \text{ N/mm}^2$$

7.2.6 Ermüdungsnachweis der Ankerschrauben im Fußbereich bei +350 mm

7.2.6.1 Angaben

Schrauben: M60, 8.8, Durchmesser: $D = 60 \text{ mm}$

Bild 51

Spannungsquerschnitt: $A_s = 2.362 \text{ mm}^2$

Anzahl der Schrauben: $n = 28$

Bild 51

Durchmesser des Ankerkranzes: $d_2 = 1.900 \text{ mm}$

Bild 51

Radius des Verankerungsrings: $r_s = \frac{d_2}{2} = 950 \text{ mm}$

7.2.6.2 Belastung

Kraftschwingbreite der Schrauben

$$\Delta F_t = \frac{2}{n} \cdot \frac{\Delta M_2}{r_s} = 127,0 \text{ kN}$$

Normalspannungsschwingbreite der Schrauben

$$\Delta \sigma_E = \frac{\Delta F_t}{A_S} = 53,8 \text{ N/mm}^2$$

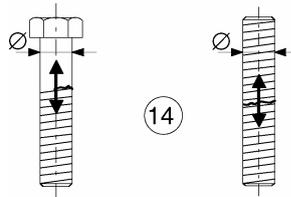
7.2.6.3 Kerbdetail

Schraube: Kerbfall 50

$$\sigma_C = 50 \text{ N/mm}^2$$

Dauerfestigkeit Schraube

$$\Delta \sigma_D = 0,74 \cdot \Delta \sigma_C = 37 \text{ N/mm}^2$$



EN 1993-1-9
Tab. 8.1

7.2.6.4 Nachweis der Ermüdungsfestigkeit

Bedingung: $\Delta \sigma_E < \Delta \sigma_D$

Schrauben

$$53,8 \text{ N/mm}^2 < 37 \text{ N/mm}^2$$

7.2.6.5 Schlussfolgerung

Aufgrund der nichterfüllten Nachweise der Ermüdungsfestigkeit sind Maßnahmen zu ergreifen. Es wird vorgeschlagen, durch Anordnung eines dynamischen Schwingungsdämpfers die Dämpfung des Schornsteins zu erhöhen.

8 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

8.1 ZUSAMMENFASSUNG

Mit der Einführung der neuen europäischen Regeln, insbesondere dem Eurocode 3 Teil 1-9 (EN 1993-1-9) zur Materialermüdung im Stahlbau, stehen für wechselnd beanspruchte Konstruktionen neue und erstmals einheitliche Grundregeln für alle Anwendungsbereiche, wie Brücken, Kranbahnen, Maste usw. zur Verfügung. Da die Änderungen hinsichtlich der Materialermüdung im Vergleich zu den bisherigen Regeln z.B. nach DS 804 oder DIN 15018, in vielen Fällen auf grundsätzlichen Konzeptänderungen beruhen, versucht dieser Beitrag die Grundlagen und Hintergründe dieser neuen Regel zu erläutern. Merkmale dieser neuen Regeln sind u.a.:

- der sehr umfangreiche und detaillierte Kerbfallkatalog,
- die Verwendung von Spannungsschwingbreiten anstellen von Oberspannungen,
- die einheitliche Verwendung des Konzepts von Schadensäquivalenzfaktoren für alle Anwendungsbereiche
- der Wegfall der Mittelspannungs- und Werkstoffeinflüsse, sowie
- ein variables Sicherheitsniveau.

Vor allem durch den letztgenannten Aspekt kann durch die Wahl eines reduzierten Sicherheitsniveaus der Tatsache Rechnung getragen werden, dass bei ausreichender Schadenstoleranz und einem verbindlichen Inspektions- und Instandsetzungsprogramm das Entstehen und Anwachsen von Ermüdungsrissen begrenzt wird. Durch diese mögliche Akzeptanz von „harmlosen“ Ermüdungsrissen wird in EN 1993-1-9 erstmals eine neue und sehr wirtschaftliche Bemessungsphilosophie aufgegriffen, wie sie schon seit mehreren Jahren erfolgreich in anderen Bereichen z.B. des Flugzeug- oder Anlagenbaus angewandt wird.

Neben den Grundlagen der Materialermüdung im Stahlbau behandelt der vorliegende Beitrag in vertiefter Form auch Hintergründe zu den Themen:

- Sicherheits- und Zuverlässigkeitskonzept,
- Herleitung der Schadensäquivalenzfaktoren speziell für Brücken und Kranbahnen,
- Größen- und Imperfektionseinflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit sowie
- Anwendung von Schweißnahtnachbehandlungsmethoden, die vor allem bei höherfesten Stählen eine bedeutende Maßnahme zur Steigerung der Ermüdungsfestigkeit darstellen.

Schließlich wird im Rahmen von zwei ausführlichen Beispielen: einem Fachwerkträger aus geschweißten Hohlprofilverbindungen und einem Stahlschornstein, die Anwendung der Regel aufgezeigt.

8.2 AUSBLICK UND ZUKÜNFTIGE TRENDS

Der Trend zu immer schlankeren, leichteren und architektonisch anspruchsvolleren Tragwerken, vielfach in Verbindung mit dem Einsatz von höherfesten Stählen führt dazu, dass zukünftig in wechselnd beanspruchten Konstruktionen auch der Ermüdungsnachweis zunehmend an Bedeutung gewinnt. Um diesem Trend gerecht zu werden, bedarf es auch im Bereich der Materialermüdung einer Weiterentwicklung und Anpassung der bestehenden Regeln. Die Schwerpunkte zukünftiger normativer Entwicklungen im Bereich der Ermüdung liegen daher im Bereich:

- der vermehrten Anwendung und vollständigen Integration des Strukturspannungskonzepts als alternatives und in vielen Fällen wirtschaftlicheres Nachweisverfahren im Vergleich zum Nennspannungskonzept,
- der vermehrten Berücksichtigung des Werkstoffeinflusses auf die Ermüdungsfestigkeit bei nichtgeschweißten Bauteilen, insbesondere bei geschraubten Verbindungen,
- der Integration von Regeln zur Anwendung von Schweißnahtnachbehandlungsmethoden zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit,

- der Schädigungsberechnung durch Verknüpfung der maximalen Schadenssumme D_{grenz} mit den unterschiedlichen Sicherheitsniveaus und der
- der detaillierteren Erfassung von Größeneinflüssen, z.B. getrennt nach Blechdicke und anderen geometrischen Parametern.

Im Zuge der vermehrten Weiternutzung von bestehenden Tragwerken wie z.B. alten Eisenbahnbrücken wird in Zukunft auch das Thema der Restnutzungsdauer, Instandsetzung und Ertüchtigung im Bereich der Materialermüdung vermehrt an Bedeutung gewinnen.

DANKSAGUNG

Die Autoren möchten sich an dieser Stelle recht herzlich bei den Mitgliedern des Technischen Komitees 6 (Ermüdung) der Europäischen Kommission für Stahlbau (EKS) für die zahlreichen Diskussionen und Anregungen hinsichtlich der praktischen Anwendung der Regeln zur Materialermüdung im Stahlbau bedanken. Besonders bedanken möchten wir uns bei Herrn S. Herion und Herrn Ch. Kammel für die Bereitstellung der Beispiele, bei Frau S. Haldimann für ihren Beitrag zum Kapitel „Berechnung der Spannungen“ und bei Herrn S. Walbridge für seinen Beitrag zum Kapitel „Schweißnahtnachbehandlung“. Weiterhin möchten wir uns bei Herrn C. Gemperle, Herrn A. Dürr und Herrn Ch. Müller für ihre Anregungen und die Bereitstellung von Unterlagen bedanken. Ein besonderer Dank gilt auch Frau Prof. Kuhlmann für die kritische Durchsicht des Manuskripts.

LITERATUR

- [1] Hirt, M.A., Bez, R.: Stahlbau. Ernst & Sohn Verlag, 1998.
- [2] Radaj, D.: Ermüdungsfestigkeit, Grundlagen für Leichtbau, Maschinen- und Stahlbau. Springer Verlag, Berlin, 1995.
- [3] Wöhler, A.: Über die Versuche zur Ermittlung der Festigkeit von Achsen, welche in den Werkstätten der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn zu Frankfurt a.d.O. angestellt sind. Z. f. Bauwesen 13, 1863, S. 233-258.
- [4] Miner, M.A.: Cumulative damage in fatigue. Journal of Applied Mechanics, Vol. 12, No. 3, 1945, pp. 159-164.
- [5] Gaßner, E.: Performance fatigue testing with respect to aircraft design. In: Fatigue in Aircraft Structures, Academic Press Inc., New York, 1956, S. 178-206.
- [6] Conle, F.A.: An examination of variable amplitude histories in fatigue. PhD-Thesis, University of Waterloo, Ontario, Canada, 1979.
- [7] Haibach, E.: Modifizierte lineare Schadensakkumulations-Hypothese zur Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsabfalls mit fortschreitender Schädigung Technische Mitteilungen des Laboratoriums für Betriebsfestigkeit. Darmstadt, TM Nr. 50/70, 1970.
- [8] Smith, I.F.C., Castiglioni, C.A., Keating, P.B.: An analysis of fatigue recommendations considering new data. Publication IABSE P-137/89, pp. 97-108. In: Periodica IABSE, Zurich, vol. 13, N° 3, 1989.
- [9] Schmackpfeffer, H., Hensen, W., Sedlacek, G., Müller, Ch.: Advantages of Eurocode 3 for the calculation of steel bridges. 6th Japanese - German Bridge Symposium, Munich, August 29 – September 1, 2005.
- [10] EN1993-1-10: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.10: Material toughness and through-thickness properties. European committee for Standardization (CEN), Brussels, May 2005.
- [11] Sedlacek, G., Müller, Ch.: Die Neuordnung des Eurocode 3 für die EN-Fassung und der neue Teil 1.9 – Ermüdung. Stahlbau 69 (2000), Heft 4, S. 228 – 235.
- [12] EN1993-1-9: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.9: Fatigue. European committee for Standardization (CEN), Brussels, May 2005.
- [13] DIN EN 1090-2: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Anforderungen an die Ausführung von Stahltragwerken. Deutsche Fassung prEN 1090-2, Entwurf DIN, August 2005.
- [14] DIN 18800 Teil 7: Stahlbauten – Teil 7: Ausführung und Herstellerqualifikation. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), Sept. 2002.
- [15] DIN EN ISO 5817: Schweißverbindungen an Stahl, Nickel, Titan und deren Legierungen (ohne Strahlschweißungen), Bewertungsgruppen von Unregelmäßigkeiten. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), Deutsche Fassung, Dez. 2003.
- [16] BS 7910: 1999, British Standard Institute. BS 7910 – Guide on methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures. U.K., with 1st amendment, 2000.
- [17] Sedlacek, G., Kühn, B.: Kommentiere Stahlbauregelwerke: DASt 009. In: Kuhlmann, U. (Hrsg.), Stahlbaukalender 2006, Ernst & Sohn, 2006, S. xxx-xxx.
- [18] Kühn, B.: Beitrag zur Vereinheitlichung der europäischen Regelungen zur Vermeidung von Sprödbruch, Dissertation, RWTH Aachen, Lehrstuhl für Stahlbau, Shaker Verlag, 2005.
- [19] Brozzetti, J., Hirt, M.A., Ryan, I., Sedlacek, G., Smith, I.F.C.: Background Documentation Eurocode 3. Chapter 9 – Document 9.01, Background Information on Fatigue Design Rules, Statistical Evaluation, First Draft (V.1), December 1989.

- [20] Maddox, S.J.: Developments in fatigue design codes and fitness-for-service assessment methods. The Welding Institute, Abington Hall, Abington, Cambridge, U.K., 1996.
- [21] Gurney, T.R.: Fatigue of Welded Structures. Cambridge University Press, Cambridge, 1979.
- [22] Bucak, Ö.: Zum Ermüdungsverhalten von hoch- und höchstfesten Stählen. Stahlbau 69 (2000), Heft 4, S. 311-316.
- [23] Herion, S., Müller, Ch.: Untersuchung kranpezifischer Kerbdetails. Stahlbau 69 (2000), Heft 4, S. 251-267.
- [24] Maddox, S.J.: Fatigue Strength of Welded Structures. Woodhead Pub., Abington Hall, Cambridge, U.K., 1991.
- [25] Zhao, X.-L., Herion, S., Packer, J.A., Puthli, R., Sedlacek, G., Wardenier, J., Weynand, K., von Wingerde, A.M., Yeomans, N.F.: Geschweißte Anschlüsse von runden und rechteckigen hohlprofilen unter Ermüdungsbeanspruchung. CIDECT, Konstruieren mit Stahlhohlprofilen, 8, TÜV-Verlag, 2002.
- [26] prEN 1999-1-3: Eurocode 9: Design of aluminium structures – Part 1-3: Structures susceptible to fatigue. European committee for Standardization (CEN), Brussels, May 2005.
- [27] International Institute of Welding (IIW): Recommendations for fatigue design of welded joints and components. A. Hobbacher (ed.), Doc. XIII-1965-03/ XV-1127-03, Cambridge: Abington, 2003.
- [28] Zhao, X.-L., Haldar, A., Breen, F.: Fatigue-Reliability Evaluation of Steel Bridges. Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 5, pp. 1608-1623, ASCE, May 1994.
- [29] Manteghi, S., Maddox, S.J.: Methods for fatigue life improvement of welded joints in medium and high strength steels. International Institute of Welding, Doc. XIII-2006-04, 2004.
- [30] Chlormann, U., Seeger, T.: Rainflow-HCM, Ein Zählverfahren für Betriebsfestigkeitsnachweise auf werkstoffmechanischer Grundlage. Stahlbau 55 (1986) Heft 3, S. 65-71.
- [31] Downing, D., Socie, D.F.: Simple rainflow counting algorithms. International Journal of Fatigue, Vol. 4, No. 1, pp. 31-40, 1982.
- [32] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), März 2003.
- [33] Sedlacek, G., Jaquemoud, J.: Herleitung eines Lastmodells für den Betriebsfestigkeitsnachweis von Straßenbrücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 430, 1984.
- [34] Munke, M.: Interaktion von Fahrzeug und Fahrweg: Dynamik auf Eisenbahnbrücken. In: Der Prüfingenieur 2005, S. 54-59, 2005.
- [35] prEN 1991-3: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen. Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel, Deutsche Fassung, May 2005.
- [36] DIN 1055-10: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 10: Einwirkungen infolge Krane und Maschinen. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), Juli 2004.
- [37] Kuhlmann, U.; Dürr, A.; Günther, H.-P.: Kranbahnen und Betriebsfestigkeit, In: Kuhlmann, U. (Hrsg.), Stahlbaukalender 2003, Ernst & Sohn, 2003, S. 375-496.
- [38] Schaumann, P., Seidel, M.: Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchung von Schrauben exzentrisch belasteter Flanschverbindungen. Stahlbau 70 (2001), Heft 7, S. 474-486.
- [39] Schmidt, H., Jakubowski, A.: Zum Tragverhalten biegebeanspruchter vorgespannter L-Ringflanschstöße unter wiederholter Belastung. Festschrift zu Ehren von Prof. Dr. –Ing. G. Valtinat, Hamburg, 2001.
- [40] Verwiebe, C.: Wirbelerregte Querschwingungen von Industriebauwerken. In: Windwirkungen auf Bauwerke und deren Umgebung, Graubner (Hrsg.), WtG, ISBN 3-928909-07-X, S.33-40, Aachen, 2003.

- [41] Niemann, H.-J., Peil, U.: Windlasten auf Bauwerke. Stahlbau-Kalender 2003, Ernst & Sohn Verlag, S. 673-748.
- [42] prEN 1993-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken. Europäisches Komitee für Normung (CEN), Deutsche Fassung, Mai 2005.
- [43] prEN 1993-6: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 6: Crane supporting structures. European committee for Standardization (CEN), English version, Brussels, May 2005.
- [44] BS 7608: 2000, British Standard Institute. BS 7608 - Fatigue of Structures. U.K., 2000.
- [45] Petersen, Chr.: Stahlbau. Vieweg Verlag, 1988.
- [46] Det Norske Veritas (DNV): Fatigue strength analysis of offshore steel structures. Recommended practice RP-C203, Det Norske Veritas, October 2001.
- [47] Maddox, S.J.: Developments in fatigue design codes and fitness-for-service assessment methods. Proceedings IIW International Conference on Performance of Dynamically Loaded Welded Structures., Welding Research Council, New York, 1997.
- [48] Hobbacher A.: Comparison of methods of fatigue analysis at an example of cruciform fillet welded joints. In Proc. Int. Conf. Metal Structures, Miskolc Hungary April 3-5 2003, K. Jarmi and J Farkas ed., Millpress Rotterdam 2003, ISBN 90 77017 75 5, pp. 11-18.
- [49] MacDonald, K.A., Maddox, S.J.: New guidance for fatigue design of pipeline girth welds. Engineering Failure Analysis, Elsevier, Vol. 10 (2003), pp. 177–197.
- [50] Romeijn, A., Karamanos, S.A., Wardenier, J.: Effects of joint flexibility on the fatigue design of welded tubular lattice structures. 7th International Offshore and Polar Engineering Conference, Honolulu, U.S.A., 1997.
- [51] Herion, S., Puthli, R.S.: Fatigue design and secondary bending moments in RHS K-joints with gap. 8th International Symposium on Tubular Structures, Singapore, 1998.
- [52] International Institute of Welding (IIW): Fatigue design procedure for welded hollow section joints. X.-L. Zhao & J.A. Packer (eds.), Doc. XIII-1804-99, XV-1035-99, Cambridge: Abington, 2000.
- [53] Kaczinski, M.R., Dexter, R.J., Van Dien, J.P., Fatigue-resistant design of cantilevered signal, sign and light supports. NCHRP Report 412, Project 10-38, Transportation Research Board, Washington DC and Lehigh University, PA, USA, 1998.
- [54] Mangold, A.: FEM-Untersuchungen zur Beurteilung des Einflusses geometrischer Imperfektionen auf die Lebensdauer von Schraubenverbindungen bei Windkraftanlagen. Stahlbau 74 (2005), Heft 6, S. 462-470.
- [55] prEN 1993-3-2: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-2: Towers, masts and chimneys – Chimneys. European committee for Standardization (CEN), English version, Brussels, May 2005.
- [56] Sedlacek, G., Hobbacher, A., Nussbaumer, A. Stötzel, J.: Preamble of background document to prEN1993-1-9. 1st draft, Oct 2004, unpublished.
- [57] Niemi, E.: Recommendations concerning stress determination for fatigue analysis of welded components. IIW, Document No. XIII-1458-92/XV-797-92, 1992.
- [58] Kuhlmann, U., Günther, H.-P., Saul, R., Häderle, M.-U., Stuba, G.: Zur Anwendung geschweißter Hohlprofilknoten im Brückenbau. Stahlbau 71 (2002), Heft 7, S. 508 – 512.
- [59] Weibull, W.: A statistical representation of fatigue failures in solids. Proc. Royal Inst. Tech. Vol. 27, 1949.
- [60] Bazant, Z.P.: Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal. Jnl Engrg Mech, Vol. 110, pp. 518-535, ASCE, 1984.
- [61] Carpinteri, A.: Scaling laws and renormalization groups for strength and toughness of disordered materials. Int Jnl Solids Struct, pp. 291-302, 1994.

- [62] Carpinteri, A., Landini, A., Spagnoli, A.: Theoretical interpretation of size effect in fatigue. *Mechanika z.67*, Pokrzywna, Poland, 2001.
- [63] Örtjasäter, O.: Effect of plate thickness on fatigue of welded components. IIW-YWG XIII-XV-118-93, pp. 1-19, IIW, 1995.
- [64] Maddox, S.J.: Some aspects of the influence of residual stresses on the fatigue behaviour of fillet welded joints in steel. Report No. 123/1980, The Welding Institute, Abington Hall, Abington, U.K., Sept. 1980.
- [65] Maddox, S.J.: The Effect of Plate Thickness on The Fatigue Strength of Fillet Welded Joints. The Welding Institute, Abington Hall, Abington, Cambridge, U.K. 1987.
- [66] Maddox, S.J.: Scale effect in fatigue of fillet welded aluminium alloys. Proceedings 6th International Conference on Aluminium Weldments, pp. 77–94, American Welding Society, Miami, FL, 1995.
- [67] Xiao, Z.-G., Yamada, K.: A method of determining geometric stress for fatigue strength evaluation of steel welded joints. *International Journal of Fatigue*, 26 (2004) 1277–1293, Vol. 26, Elsevier, 2004.
- [68] Berge, S., Webster, S.E.: The Size Effect on the Fatigue Behavior of Welded Joints. Paper PS 8, Int. Conf. Steel in Marine Structures, Delft, Published by Elsevier Science Publishers, 1987, pp. 179-203.
- [69] Hobbacher, A.: Stress Intensity Factors of Welded Joints, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 46, No. 2, 1993, pp. 173-182.
- [70] Castiglioni, C.A., Gianola, P.: Parametric analysis of weld toe stress concentration in longitudinal attachments. *Welding International*, 6 (4), 1992, pp. 278-286.
- [71] Dijkstra, O.J., van Straalen, I.J.: Prediction of the Fatigue Behavior of Welded Steel and Aluminium Structures with the Fracture Mechanics Approach. *J. Construct. Steel Research* 27, 1993, pp. 69-88.
- [72] Nussbaumer, A.: Application de la mécanique de la rupture : étude de l'effet d'échelle dans les joints soudés soumis à la fatigue. *Construction Métallique*, St-Rémy-les-Chevreuse, France, N° 3, Septembre 1995, pp. 3-11.
- [73] EKS-Publikation No. 43: Empfehlungen für die Bemessung und Konstruktion von ermüdungsbeanspruchten Stahlbauten. EKS, Technische Kommission 6 - Ermüdung, 1987.
- [74] DIN 4132: Kranbahnen Stahltragwerke – Grundsätze für Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), Feb. 1981.
- [75] DS 804: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke. Deutsche Bahn Gruppe, Bekanntgabe B6, September 2000.
- [76] SBB/CFF/FFS, I-AM 08/02: Richtlinie für die Beurteilung von genieteten Eisenbahnbrücken. Schweizerische Bundesbahnen (SBB), Zürich, 2002.
- [77] Haagensen, P.J.: Fatigue of tubular joints and fatigue improvement methods. In: *Progress in structural engineering and materials*, Vol.1, N° 1, Sept. 1997.
- [78] Huther, I., Lieurade, H.P., Souissi, R., Nussbaumer, A., Chabrolin, B., Janosch, J.-J.: Analysis of results on improved welded joints. *Welding in the world*, 1996, 37(5), pp. 242-266.
- [79] Maddox, S.J., Haagensen, P.J.: Post weld improvement of steel and aluminum structures. IIW commission XIII Working Group 2, Doc. IIW XIII-1815-00, revision 3 July, 2003.
- [80] Dahle, T.: Design fatigue strength of TIG-dressed welded joints in high-strength steels subjected to spectrum loading. *Int. journal of fatigue*, Vol. 20, N° 9, pp. 677-681, 1998.
- [81] Walbridge, S.: A probabilistic study of fatigue on post-weld treated tubular bridge structures. PhD-Thesis, Thèse No. 3330 (2005), EPFL Lausanne, Switzerland.

- [82] Statnikov, E.F. et al.: Ultrasound tool for strain strenghtening and and relaxation treatment. Patent of the RF No. 472782, 1975.
- [83] Kuhlmann, U., Bergmann, J., Dürr, A., Thumser, R., Günther, H.-P., Gerth, U.: Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit von geschweißten höherfesten Baustählen durch Anwendung von Nachbehandlungsverfahren. Stahlbau 74 (2005), Heft 5, S. 358-365.
- [84] Roy, S., Fischer, J.W., Yen, B.T.: Fatigue resistance of welded details enhanced by ultrasonic impact treatment (UIT). Int. Journal of Fatigue 25 (2003), pp. 1239-1247.
- [85] prEN 1993-1-5: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenbeulen. Europäisches Komitee für Normung (CEN), Deutsche Fassung, Mai 2005.
- [86] Spiegelhalder, U.: Zur Materialermüdung infolge Stegatemung. Universität Stuttgart, Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2000-2, Dissertation, November 2000.
- [87] Ndogmo, J. R. L.: Zur Sicherheit und zur wirtschaftlichen Verstärkung ausgebeulter Stegbleche von Vollwandträgerbrücken unter Berücksichtigung der Ermüdung. Dissertation, TU München, Berichte aus den Konstruktiven Ingenieurbau, 7/97
- [88] Kuhlmann, U., Günther, H.-P.: Ermüdungsverhalten von Trägern mit schlanken Stegblechen im Stahl- und Verbundbrückenbau. Stahlbau 71 (2002), Heft 6, S. 460-469.
- [89] Petersen, Chr.: Dynamik der Baukonstruktionen. Vieweg-Verlag, 2000
- [90] VDI-Richtlinie 2230: Systematische Berechnung hochbeanspruchter Schraubenverbindungen - Zylindrische Einschraubenverbindungen. Verein Deutscher Ingenieure (VDI), Berichtiger Nachdruck Oktober 2003.