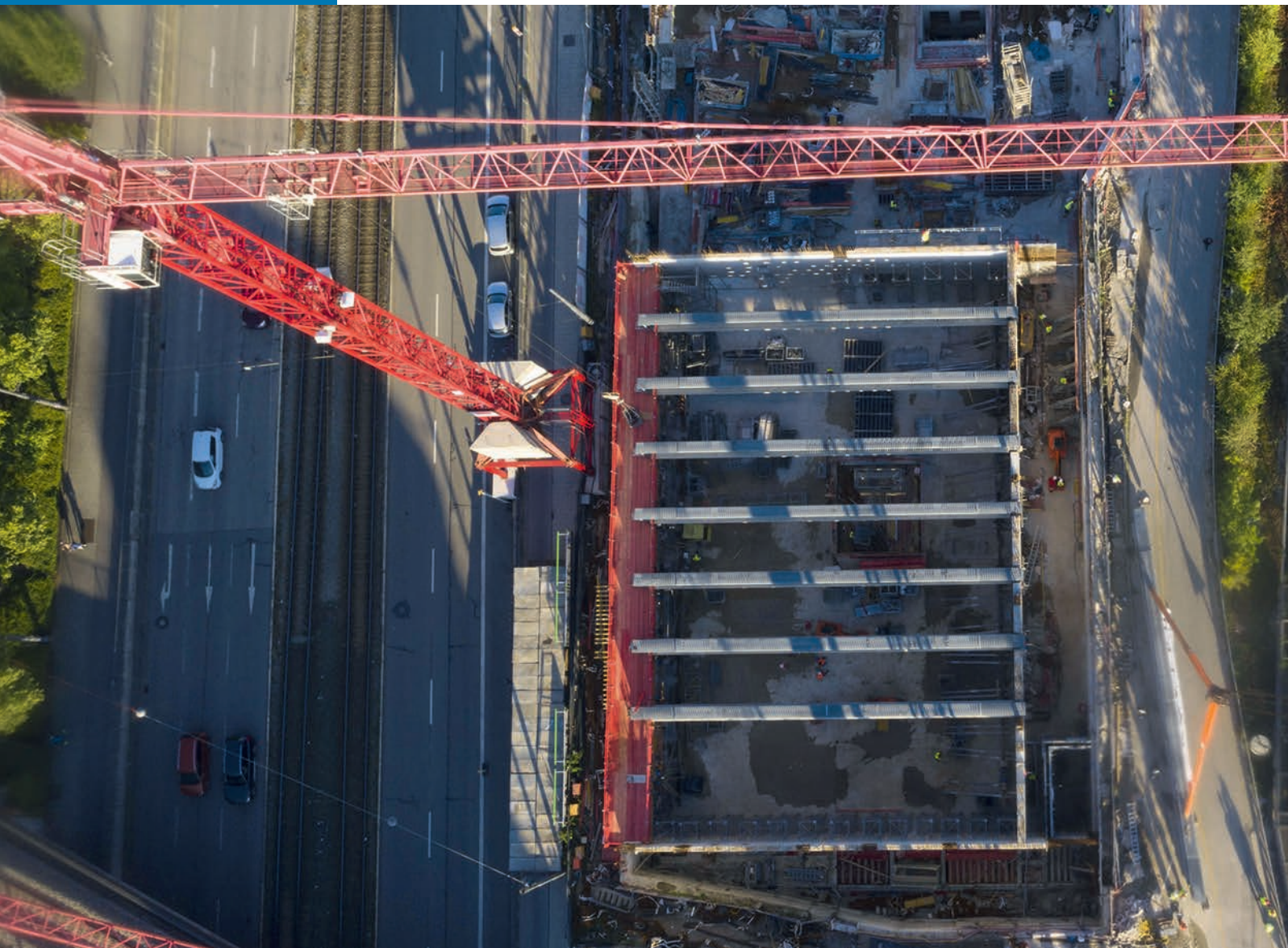




- Physik-informierte Künstliche Intelligenz für den Stahlbau
- Überführung von 3D-Rissmodellen zu 2D-Referenz-Rissmodellen
- Einfluss polymerer Lagerkomponenten auf die Auslegung von STD
- **Zur Ermüdungssicherheit bestehender Stahlbrücken**
- Der Traglastindex zur Bewertung von Straßenbrücken

# Methoden zur Bewertung der Ermüdungssicherheit bestehender Stahlbrücken

## Am Beispiel der Franz-Josef-Strauß-Brücke in Passau

Herrn Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig zur Vollendung seines 70. Lebensjahres gewidmet

Begründet in der Einführung neuartiger Schweißverfahren sowie schweißgeeigneter Stahlsorten kam es in der zweiten Hälfte des vergangenen Jahrhunderts zu einer rasanten Entwicklung neuer Bau- und Konstruktionsweisen im Stahlbrückenbau. Insbesondere im Zuge der Entwicklung der orthotropen Fahrbahnplatte sowie der Ausführung zunehmend komplexer Knotenpunkte in der Form hoch tragfähiger Schweißkonstruktionen wurden die daraus resultierenden Auswirkungen auf die Ermüdungssicherheit in Verbindung mit stetig steigenden Verkehrsbeanspruchungen anfänglich unterschätzt. Daher existiert eine große Anzahl an nicht ausreichend ermüdungssicher konstruierten Stahlbrücken, deren Standsicherheit und Zukunftsfähigkeit auch im Hinblick auf ein ressourcenoptimiertes Erhaltungsmanagement zu bewerten sind. Am Beispiel einer Stabbogenbrücke mit abgehängter orthotroper Fahrbahn werden unterschiedliche Methoden zur Bewertung der Ermüdungssicherheit bestehender Stahlbrücken aufgezeigt und insbesondere im Hinblick auf deren praktische Anwendbarkeit im Zuge einer Brückennachrechnung diskutiert.

**Stichworte** Stahlbrücken; Ermüdungssicherheit; orthotrope Fahrbahn; Strukturspannungskonzept; Nachrechnung

### 1 Die Franz-Josef-Strauß-Brücke über die Donau in Passau

Der hier betrachtete Stromabschnitt der Franz-Josef-Strauß-Brücke über der Donau wurde in den Jahren 1987–1988 als Stabbogenbrücke mit einer Stützweite von ca. 131 m errichtet. Die beiden Stabbögen aus geschweißten kastenförmigen Querschnitten weisen einen Stich von ca. 19,50 m auf. Die außen liegenden Hauptträger werden über je zehn lotrecht angeordnete Rundstahlhänger in einem Abstand von ca. 12 m mit dem Bogen verbunden. Die Fahrbahnplatte ist als klassische orthotrope Platte mit trapezförmigen Hohlsteifen ausgeführt, wobei die Querträger einen Abstand von je ca. 4,1 m aufweisen. Diese wurden mit einem fischbauchartig gekrümmten Untergurt sowie einer maximalen Querschnittshöhe in Fahrbahnmitte von ca. 1,60 m konzipiert (Bild 2). Mit Ausnahme des Fahrbahndeckblechs, welches mit der Stahlgüte St37-2 ausgeführt wurde, wurden sämtliche weiteren Bauteile mit der Stahlgüte St 52-3 hergestellt (vgl. Bestandsunterlagen zum Bauwerk [1]).

Der Brückenüberbau wurde für die Brückenklasse 60/30 gemäß DIN 1072: Ausgabe 1985 sowie für drei Fahrspuren dimensioniert. Wenige Jahre nach der Eröffnung

### Fatigue assessment of existing steel bridges – discussed on basis of the Franz-Josef-Strauß-Bridge in Passau

Due to the introduction of new welding methods and weldable steel grades, a rapid development of new building and construction methods in steel bridge construction took place in the second half of the last century. Especially in the course of the development of the orthotropic roadway slab as well as the execution of highly utilized welded joints, the resulting effects on fatigue resistance in connection with steadily increasing traffic loads were initially underestimated. For this reason, there is a large number of steel bridges that are not sufficiently fatigue-resistant and whose stability and future viability must also be evaluated with regard to resource-optimised maintenance management. Using the example of a tied arch bridge with a suspended orthotropic deck, different methods for evaluating the fatigue resistance of existing steel bridges are presented and discussed. Special emphasis is put on practical applicability in the course of a bridge reassessment.

**Keywords** steel bridges; orthotropic steel deck; remaining fatigue life; structural hot spot stresses; assessment of existing structures

erfolgte eine Erhöhung der Anzahl der Fahrspuren auf vier, ohne jedoch eine bauliche Verbreiterung vorzunehmen. Die geringe Fahrspurbreite sowie die damit einhergehende ausgeprägte Spurrinnenbildung führen dazu, dass in Fahrbahnquerrichtung nur wenig Variation der Reifenstellung gegeben ist, was insbesondere hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchungen des Deckblechs nachteilig wirkt. Ebenso ungünstig ist die mit der Spurrinnenbildung sowie dem Ausquetschen des Asphaltbelags verbundene Reduzierung der Belagsdicke, welche geringere Lastverteilungsbreiten sowie höhere Biegebeanspruchungen des Fahrbahndeckblechs zur Folge hat.

Da viele Konstruktionsdetails im Hinblick auf eine ausreichende Ermüdungssicherheit offensichtlich nicht den heutigen Konstruktions- und Sicherheitsgrundsätzen entsprechen, wurde die bulicek+ingenieure gmbh im Vorfeld anstehender Instandsetzungsmaßnahmen mit der Nachrechnung und Bewertung des stählernen Brückenüberbaus hinsichtlich seiner Ermüdungssicherheit und Zukunftsfähigkeit beauftragt.





**Bild 1** a) Ansicht und b) Draufsicht der Franz-Josef-Strauß-Brücke in Passau  
a) Front and b) top view of the Franz-Josef-Strauß-Bridge in Passau

## 2 Methoden zur Bewertung der Ermüdungssicherheit bestehender Stahlbrücken

Anhaltspunkte für die Bewertung der Ermüdungssicherheit bestehender Stahlbrücken sind u. a. in DIN EN 1993-2 [2], der Nachrechnungsrichtlinie [3] sowie in der einschlägigen Fachliteratur [4–10] zu finden. In Anlehnung daran wurde der Bewertung der Ermüdungssicherheit der Franz-Josef-Strauß-Brücke die nachfolgend allgemein skizzierte, modular aufgebaute und nach dem damit einhergehenden Aufwand abgestufte Vorgehensweise zugrunde gelegt. Die in den einzelnen Levels enthaltenen Methoden zur Erfassung der ermüdungswirksamen Einwirkung sowie der Bewertung der Ermüdungswiderstände der kritischen Konstruktionsdetails können grundsätzlich beliebig miteinander kombiniert werden. Dennoch ist mit Blick auf die Verhältnismäßigkeit des jeweils damit verbundenen Aufwands eine bestimmte Kombination sinnvoll bzw. angezeigt.

### *Level 1 – Schädigungsäquivalente Nennspannungsschwingbreiten und klassifizierte Kerbfälle*

In Level 1 werden die ermüdungswirksamen Nennspannungsschwingbreiten unter Zugrundelegung des Ermüdungslastmodells 3 gemäß DIN EN 1991-2 [11] ermittelt

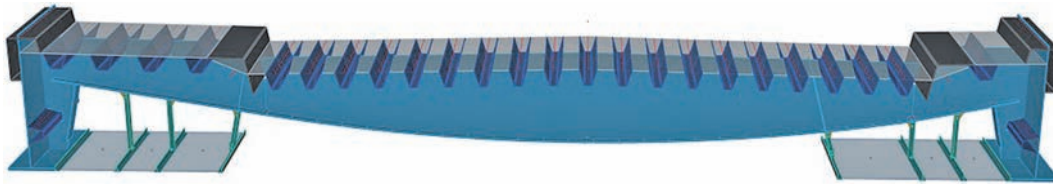
und auf der Basis schädigungsäquivalenter Spannungsschwingbreiten gemäß DIN EN 1993-2 [2] den Widerständen klassifizierter Kerbfälle nach DIN EN 1993-1-9 [12] gegenübergestellt.

### *Level 2 – Modifizierte Ermüdungslastmodelle, direkte Schadensakkumulation und Strukturspannungs- oder Kerbgrundkonzept*

Für jene Bauteilbereiche und Kerbdetails, für die Level 1 nicht zum Ziel führt, wird versucht, über eine wirklichkeitsnähere Betrachtung der ertragbaren Schwingbreiten auf der Basis des Strukturspannungs- und Kerbgrundkonzepts sowie insbesondere unter Zugrundelegung modifizierter Ermüdungslastmodelle gemäß DIN EN 1991-2 [11] den Nachweis einer ausreichenden Ermüdungssicherheit zu erbringen. Die Bewertung der Ermüdungssicherheit erfolgt dabei i. d. R. unter Zugrundelegung einer linearen Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner [4, 6].

### *Level 3 – Messtechnische Erfassung der tatsächlichen Einwirkung, Bruchmechanik und Monitoring*

Für die Konstruktionsdetails, für welche auch auf der Basis der Level-2-Ansätze keine zufriedenstellenden rechnerischen Fortnutzungsdauern zu belegen sind, muss auf



**Bild 2** 3D-Modell Ansicht Querträger  
3D model of the cross girder

weiterführende Bewertungen unter Zugrundelegung bruchmechanischer Ansätze [6], wirklichkeitsnaher Verkehrseinwirkungen z. B. auf der Basis von In-situ-Messungen oder in letzter Konsequenz auf Ertüchtigungsmaßnahmen oder vorhabensbezogene Monitoringkonzepte (z. B. [13]) zurückgegriffen werden. Nur dadurch kann eine bedenkenlose Fortnutzung, ggf. unter einschränkender Verkehrsbeanspruchung, verantwortet und ein Ersatzneubau noch weiter aufgeschoben werden.

In den nachfolgenden Abschnitten werden die einzelnen Schritte und Methoden unter Zugrundelegung ausgewählter Konstruktionsdetails der Franz-Josef-Strauß-Brücke (FJS-Brücke) näher beschrieben und mit Blick auf deren Aufwand und Praxistauglichkeit bewertet.

### 3 Modellierung des Tragwerks und ermüdungswirksame Verkehrseinwirkung

#### 3.1 Allgemeines zur Modellbildung von Stahlbrücken und orthotropen Fahrbahnplatten

Grundvoraussetzung für eine zutreffende Bewertung der Ermüdungssicherheit einer Konstruktion ist die möglichst wirklichkeitsnahe Erfassung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus, d. h. der Spannungsschwingbreiten im Bereich der maßgebenden Konstruktionsdetails. In Abhängigkeit von Tragverhalten sowie Größe des Last-einzugsbereichs stehen dafür unterschiedliche Modellierungsebenen zur Verfügung. Die übergeordnete Maxime soll dabei stets „So einfach wie möglich und so detailliert wie erforderlich“ lauten. Das globale Tragverhalten kann i. d. R. sehr zutreffend auf der Basis von Stabwerksmodellen ermittelt werden. Bei der Festlegung der statisch wirk-samen Balkenquerschnittswerte, z. B. der Versteifungs- oder Querträger, sind dabei die Einflüsse der Schubver-zerrung im Bereich der Fahrbahnplatte zu berücksichtigen. Konzentrierte Einzellasten führen bekanntermaßen zu

einer stärkeren Einschnürung der mitwirkenden Platten-breiten, was bei deren Festlegung zwingend zu berück-sichtigen ist. Zudem ist der Schubversteifenden Wirkung von Längssteifen im Bereich des Deckblechs, z. B. gemäß den Angaben in DIN 18809 [14], Rechnung zu tragen. Die mitwirkenden Plattenbreiten werden allgemein als Funktion der wirksamen Länge der zugehörigen Einfluss-linie formuliert [2, 14]. Aufgrund der Abhängigkeit der Schnittgrößenverteilung von den Steifigkeitsverhältnissen ist hier im Allgemeinen eine iterative Vorgehensweise er-forderlich und es sind beanspruchungs- und laststellungs-abhängige Steifigkeitskennwerte zu berücksichtigen. Häufig liegen für die Hauptträger jedoch stark unsymme-trische Querschnitte mit hoch liegender Schwerachse vor, sodass der Einfluss der Variation der mitwirkenden Ober-gurtbreiten i. d. R. vernachlässigt werden und zumindest die Schnittgrößenermittlung auf der Basis konstanter Querschnittswerte erfolgen kann.

Nachfolgend werden für drei repräsentative Querschnitte eines Hauptträgers der FJS-Brücke die Widerstandsmo-mente um die horizontale Querschnittsachse für unter-schiedliche mitwirkende Obergurtbreiten aufgeführt.

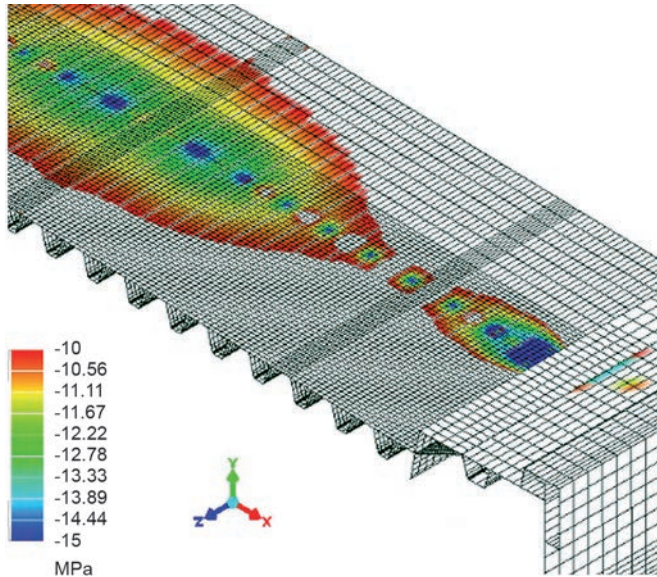
Wie aus der Ergebniszusammenstellung in Tab. 1 zu er-kennen ist, schwanken die Widerstandsmomente und damit die Biegespannungen im Bereich des Obergurts in Abhängigkeit von der rechnerischen Obergurtbreite um bis zu 20 %, während im Bereich des i. d. R. maßgebenden Untergurts kaum eine Veränderung erkennbar ist. Die Variation der Flächenträgheitsmomente im Bereich bis zu 10 % kann, wie auch in DIN EN 1993-2 [2] vorgeschla-gen, für die Schnittgrößenermittlung vernachlässigt wer-den, sofern für die Spannungsermittlung die jeweils maß-gebenden Querschnittsgrößen zugrunde gelegt werden.

Im Bereich der Querträger werden die trapezförmigen Längssteifen des Fahrbahndeckblechs durch entspre-chende Stegaussparungen durch die Querträger hin-

**Tab. 1** Einfluss der mitwirkenden Plattenbreite auf die Querschnittswerte der Hauptträger  
Influence of the effective width to the main girder cross-section properties

| Querschnitt | $W_{y,o}$ [cm <sup>3</sup> ]<br>$B = 4,75$ m | $W_{y,o}$ [cm <sup>3</sup> ]<br>$B = 8,60$ m | $W_{y,u}$ [cm <sup>3</sup> ]<br>$B = 4,75$ m | $W_{y,u}$ [cm <sup>3</sup> ]<br>$B = 8,60$ m | $W_{o,8,6}/W_{o,4,75}$ | $W_{u,8,6}/W_{u,4,75}$ |
|-------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|------------------------|------------------------|
| HTO2        | $-1,367 \cdot 10^5$                          | $-1,684 \cdot 10^5$                          | 127 377,4                                    | 126 146,2                                    | 1,232                  | 0,990                  |
| HTO3        | $-1,681 \cdot 10^5$                          | $-2,013 \cdot 10^5$                          | 156 493,4                                    | 154 605,2                                    | 1,198                  | 0,988                  |
| HTO8        | $-1,047 \cdot 10^5$                          | $-1,193 \cdot 10^5$                          | 63 339,5                                     | 62 941,4                                     | 1,139                  | 0,994                  |





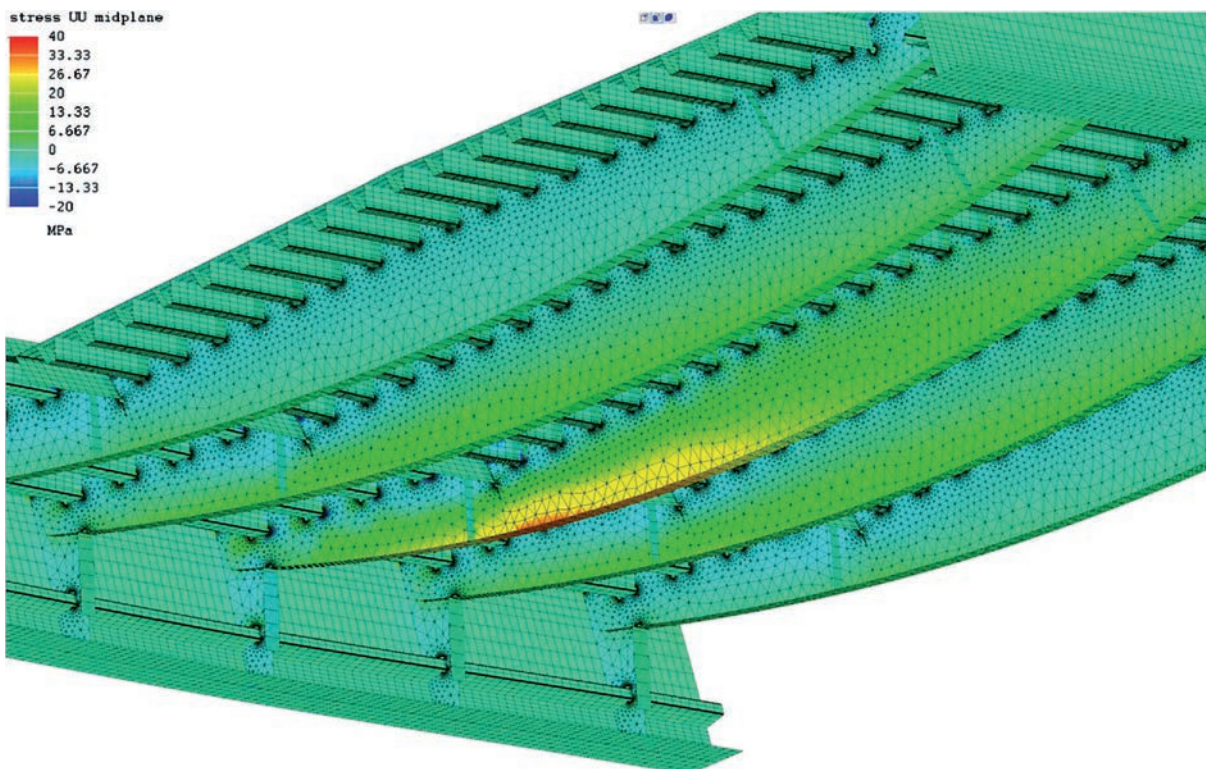
**Bild 3** Qualitativer Normalspannungsverlauf  $\sigma_{xx,0}$  im Deckblech in Brückenquerrichtung  
Qualitative normal stress distribution in the deck plate in lateral direction

durchgeführt. Die durch die sägezahnartige Ausnehmung der Querträgerstege resultierende Schubweichheit hat jedoch keinen maßgeblichen Einfluss auf die Spannungsverteilung im Deckblech sowie im Querträgeruntergurt, sodass diese bei der Schnittgrößen- und Spannungsermittlung vernachlässigt werden kann. Nicht zu vernachlässigen sind hingegen die aus den lokalen Steifigkeitsprüngen resultierenden Spannungsspitzen im Bereich des Fahrbahndeckblechs (Bild 3).

Die Nennspannungsschwingbreiten im Bereich der Bögen, der Hänger sowie der Versteifungsträger können sehr zutreffend auf der Basis räumlicher Balkenmodelle ermittelt und unter Zuhilfenahme entsprechender, für das jeweils betrachtete Konstruktionsdetail ermittelter Einflusslinien ausgewertet werden. Diese Vorgehensweise ist im Hinblick auf die Übersichtlichkeit sowie auf den numerischen Aufwand auch klar zu bevorzugen. Die Beanspruchungen im Bereich der orthotropen Fahrbahnplatte, d.h. im Bereich des Deckblechs, der Trapezsteifen sowie der Querträger, werden jedoch sinnvollerweise auf der Basis eines detailgetreuen Schalenmodells bestimmt (Bild 3, 4). Nur dadurch kann die quer- und längsverteilen Wirkung der orthotropen Fahrbahnplatte hinreichend genau berücksichtigt werden.

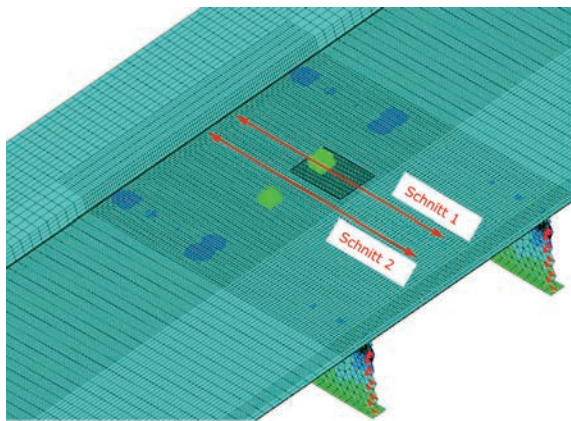
Hinsichtlich der Größe des auf diese Weise modellierten Überbauabschnitts ist ein ausgewogener Kompromiss zwischen erforderlicher Genauigkeit und vertretbarem Rechenaufwand zu finden. Erfahrungsgemäß führt ein Detailmodell, welches mindestens fünf Querträgerabschnitte vollständig erfasst, zu sehr zutreffenden Ergebnissen [15]. Auch die Überlagerung der Beanspruchungen infolge globaler und lokaler Tragwirkung, z. B. im Bereich des Deckblechs, ist zu beachten.

Sofern bei der Neudimensionierung von orthotropen Fahrbahnplatten die Konstruktionsregeln in DIN EN 1993-2 [2] mit Bezug auf Bauteildicke, Steifigkeit sowie die konstruktive Durchbildung beachtet werden, sind dafür keine expliziten Ermüdungsnachweise erforderlich. Da zum einen bei einer Vielzahl an bestehenden Stahlbrücken



**Bild 4** Schalenmodell zur wirklichkeitsnahen Erfassung der räumlichen Tragwirkung der orthotropen Fahrbahnplatte  
Shell model used for a realistic consideration of the multi dimensional load bearing capacity of the orthotropic steel deck





Reifenaufstandsflächen:

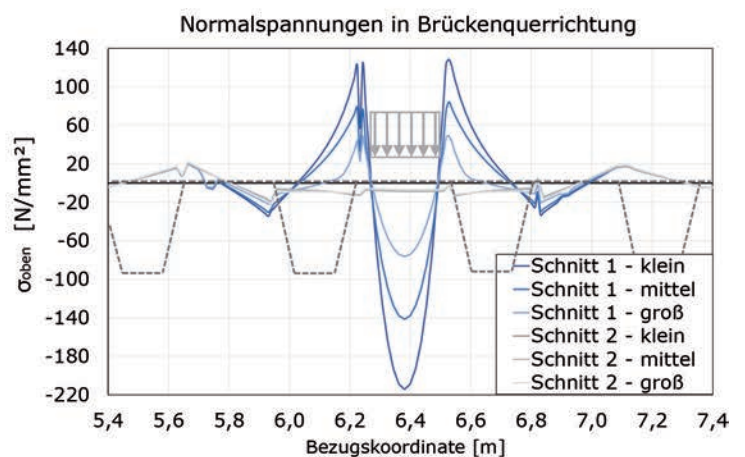
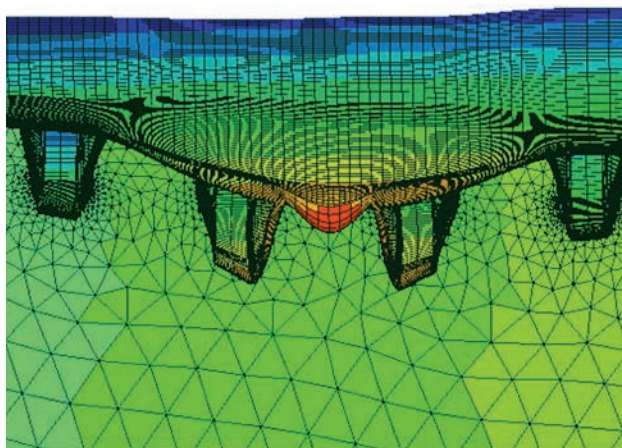
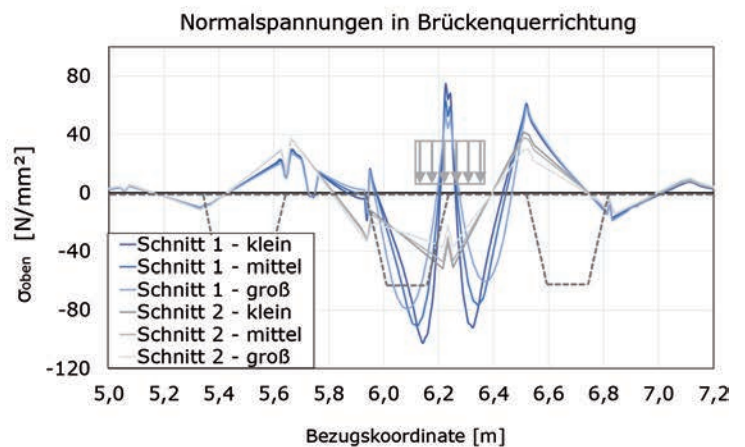
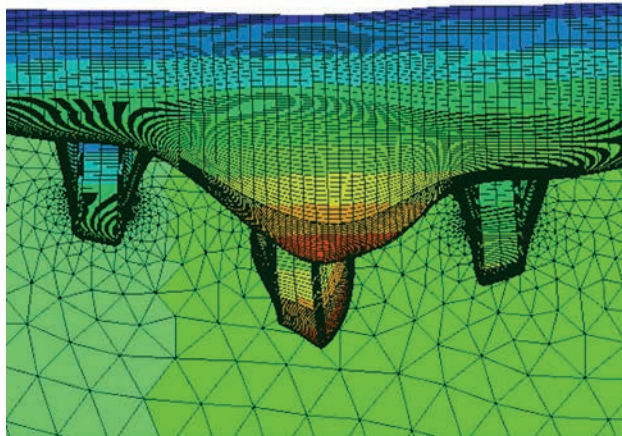
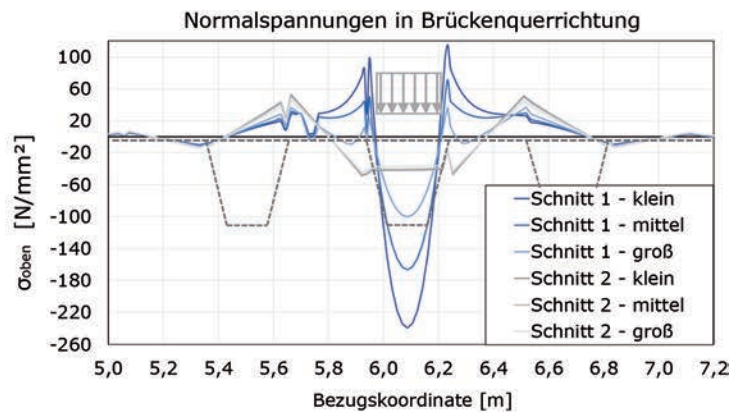
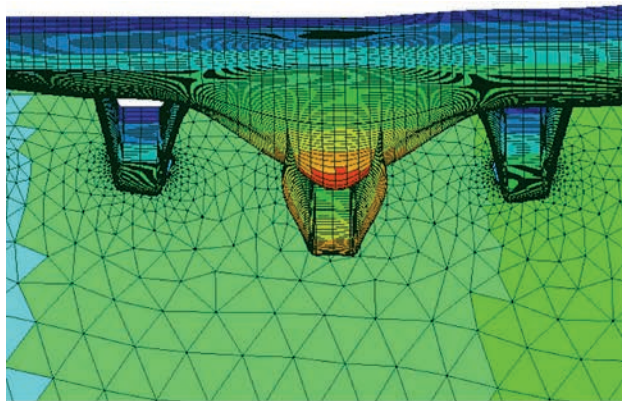
Klein:  $B = 220 \text{ mm} \times L = 205 \text{ mm}$

Mittel:  $B = 293 \text{ mm} \times L = 307 \text{ mm}$

Groß:  $B = 430 \text{ mm} \times L = 410 \text{ mm}$

Radlast: 60 kN (entspricht LM 3)

**Bild 5** Prinzipdarstellung der untersuchten Radlaststellungen  
Schematic chart of different wheel load positions



**Bild 6** Qualitatives Verformungsverhalten und Querbiegespannungen im Fahrhandeckblech infolge unterschiedlicher Radlaststellungen in Fahrbahnquerrichtung  
Deformation and lateral stress distribution in the deck plate due to different tire positions in lateral direction

**Tab. 2** Einfluss der Lastverteilungsbreite auf den Schädigungsgrad des Fahrbahndeckblechs nach 30 Jahren Nutzungsdauer  
Influence of load distribution effect on the fatigue damage of the deck plate after 30 years in service

| Kerbdetail   | Schädigungsgrad $D$<br>Ohne Lastverteilung | Schädigungsgrad $D$<br>Mit Lastverteilung |
|--------------|--------------------------------------------|-------------------------------------------|
| Feldbereich  | 7,16                                       | 0,28                                      |
| Halskehlnaht | 30,51                                      | 2,44                                      |

Ermüdungsschäden [7, 13] bereits lange vor dem Erreichen der planmäßigen Lebensdauer bekannt geworden und zum anderen die heutzutage zugrunde gelegten Entwurfsgrundsätze bei Bestandsbrücken i. d. R. nicht eingehalten sind, werden im Anschluss einige grundlegende Überlegungen zum Tragverhalten von orthotropen Fahrbahnplatten wiedergegeben.

Die Biegebeanspruchungen im Fahrbahndeckblech hängen in hohem Maße von den lokalen Pressungen zwischen Fahrzeugreifen und Fahrbahnbelag und somit von den Parametern Reifenaufstandsgeometrie [16], lastverteilende Wirkung des Fahrbahnbelags sowie der Laststellung im Bezug auf die Längssteifenanordnung ab. Zur Beurteilung der Querbiegebeanspruchungen wird exemplarisch die Radlaststellung einer Doppelachse zentrisch zwischen zwei Querträgern unter einer Variation der Radlaststellung in Brückenquerrichtung untersucht (Bild 5). Ausgewertet werden u. a. die Querbiegespannungen unmittelbar im Bereich der Reifenaufstandsfläche (Schnitt 1) sowie exakt zwischen den beiden Reifenaufstandsflächen (Schnitt 2).

Wie den Darstellungen in Bild 6 zu den Querbiegespannungen im Bereich des 12 mm dicken Deckblechs zu entnehmen ist, hängen diese lediglich im unmittelbaren Lasteinflussbereich, dort aber sehr deutlich, von der Größe der Reifenaufstandsfläche ab. In einem Achsabstand von 60 cm in Fahrtrichtung hinter der Radlast überwiegt die globale Biegebeanspruchung und der Einfluss der Reifenaufstandsgröße rückt deutlich in den Hintergrund. Um Letzteren im Hinblick auf die Ermüdungssicherheit zu quantifizieren, wird im Vorgriff auf die folgenden Abschnitte der Schädigungsgrad auf der Basis des modifizierten Ermüdungslastmodells 4 sowie unter Zugrundelegung einer linearen Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner ermittelt (Tab. 2). Die Auswertung erfolgt für den Feldbereich unter Zugrundelegung des Kerbfalls 160 sowie für den Stützbereich über der Halskehl-naht der Trapezsteife für den Kerbfall 80.

Daraus wird der alles dominierende Einfluss der lastverteilenden Wirkung des Fahrbahnbelags deutlich. Dieser ist nicht zuletzt aufgrund der stark temperaturabhängigen Materialeigenschaften üblicher Asphaltbeläge rechnerisch nur schwer zu erfassen. An dieser Stelle kann eine messtechnische Erfassung der tatsächlichen Biegespannungszustände im Bereich des Fahrbahndeckblechs Abhilfe schaffen.

## 3.2 Ermüdungswirksame Verkehrsbeanspruchung

Ermüdungswirksam sind grundsätzlich alle Einwirkungen, welche zu vielfach wiederholten zeitveränderlichen Spannungen und damit zu einer fortschreitenden Bauteilschädigung führen. Insbesondere im Bereich des Straßenverkehrs gibt es eine große Bandbreite im Hinblick auf das Beanspruchungsniveau sowie die Häufigkeit der Lastwechsel. Das Spektrum reicht von vielbefahrenen Bundesautobahnen mit mehr als 100 000 Kfz/d und einem hohen Schwerverkehrsanteil bis hin zu kaum befahrenen Brückenbauwerken auf untergeordneten Straßen. Diese Bandbreite muss durch ein einziges Lastmodell, dem sog. Ermüdungslastmodell 3 gemäß DIN EN 1991-2 [11] abgedeckt werden, auf dessen Basis eine sichere Dimensionierung von Brückenbauwerken für eine geplante Nutzungsdauer von 100 Jahren gelingen soll. Ein Blick in die Vergangenheit zeigt, dass Verkehrsprognosen schwierig sind und die Entwicklung insbesondere des Güterverkehrs in der Rückschau eine ungeahnte Steigerung erfahren hat. In diesem Zusammenhang bleibt auch abzuwarten, inwieweit die zukünftigen Entwicklungen, z. B. im Bereich des autonomen Fahrens sowie dadurch bevorstehende grundlegende Änderungen des Straßenverkehrs, durch unsere derzeitigen Verkehrs- und Ermüdungslastfälle abgedeckt sind.

Der Zusammenhang zwischen der vorherrschenden Spannungsschwingbreite und der ertragbaren Lastspielzahl wird i. d. R. durch sog. Wöhler-Kurven [4, 6] beschrieben. Dabei darf die übliche Darstellung im doppelt logarithmischen Maßstab nicht darüber hinwegtäuschen, dass die ertragbare Lastspielzahl mit steigender Spannungsschwingbreite dramatisch abnimmt. Durch diesen dominanten Einfluss höherer Spannungsamplituden kann die Bewertung der Ermüdungssicherheit von Brückenbauwerken i. d. R. auch auf die Auswirkungen des Schwerverkehrs beschränkt bleiben.

Eine wirklichkeitsnähere Beanspruchungsermittlung kann z. B. auf der Basis des Ermüdungslastmodells 4 (Bild 7), welches fünf übliche Lkw-Typen sowie drei unterschiedliche Achs- und Reifenkonfigurationen kombiniert, erfolgen.

Insbesondere für Bauteile mit effektiven Längen der zugeordneten Einflusslinie  $< 10$  m kann durch das Ermüdungslastmodell 4 in Verbindung mit einer Adaption der anteiligen Schwerverkehrszusammensetzung aus den fünf Fahrzeugtypen eine bessere Annäherung an das reale Verkehrsaufkommen erreicht werden, auch wenn daraus noch keine Information über die tatsächliche Achskraftverteilung Eingang findet. Auf der Basis einer Auswertung der Einflusslinien oder -flächen für die betrachteten Konstruktionsdetails kann für jeden Fahrzeugtyp der Spannungsverlauf infolge einer einzelnen Fahrzeugüberfahrt ermittelt werden. Zur Überführung der Spannungszeitverläufe in entsprechende Spannungskollektive sind sog. Zählverfahren wie die Rainflow- oder Reservoir-Methode anzuwenden, welche die als schädigungsrelevant erkannten Spannungsamplituden geschlossener Hystereseyklen erfassen [6].



Tabelle 4.7 — Gruppe von Ersatzfahrzeugen

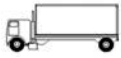
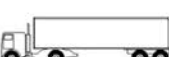
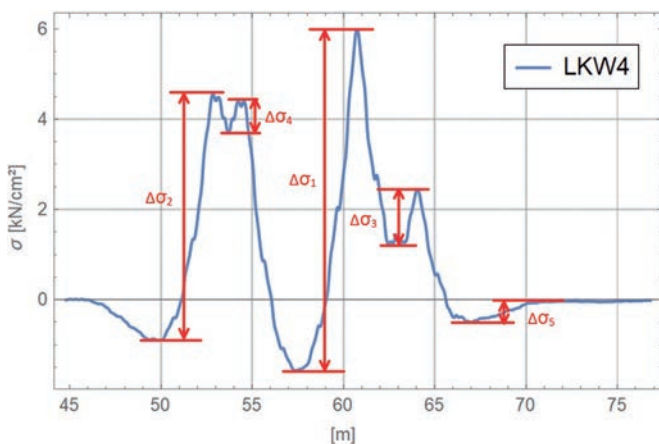
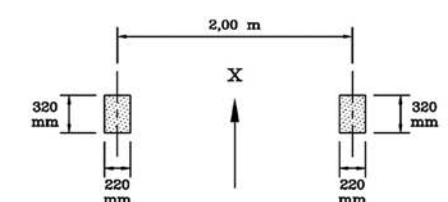
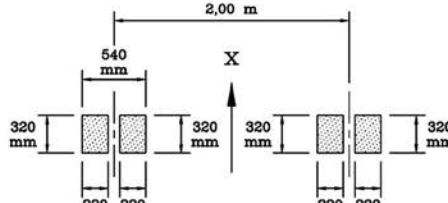
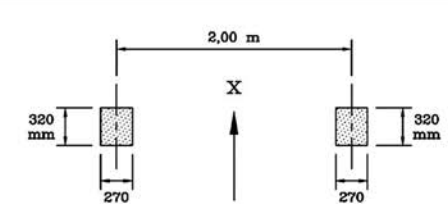
| FAHRZEUGTYP                                                                       |                              |                             | VERKEHRSART          |                      |                      |                       |
|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|-----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| 1                                                                                 | 2                            | 3                           | 4                    | 5                    | 6                    | 7                     |
|                                                                                   |                              |                             | Große Entfernung     | Mittlere Entfernung  | Ortsverkehr          |                       |
| SCHWERFAHRZEUG                                                                    | Achsabstand (m)              | Ersatzachslast (kN)         | Schwerverkehrsanteil | Schwerverkehrsanteil | Schwerverkehrsanteil | Reifenart             |
|  | 4,5                          | 70<br>130                   | 20,0                 | 40,0                 | 80,0                 | A<br>B                |
|  | 4,20<br>1,30                 | 70<br>120<br>120            | 5,0                  | 10,0                 | 5,0                  | A<br>B<br>B           |
|  | 3,20<br>5,20<br>1,30<br>1,30 | 70<br>150<br>90<br>90<br>90 | 50,0                 | 30,0                 | 5,0                  | A<br>B<br>C<br>C<br>C |
|  | 3,40<br>6,00<br>1,80         | 70<br>140<br>90<br>90       | 15,0                 | 15,0                 | 5,0                  | A<br>B<br>B<br>B      |
|  | 4,80<br>3,60<br>4,40<br>1,30 | 70<br>130<br>90<br>80<br>80 | 10,0                 | 5,0                  | 5,0                  | A<br>B<br>C<br>C<br>C |

Bild 7 Ermüdungslastmodell 4 gemäß DIN EN 1991-2 [11]  
Fatigue load model 4 according to DIN EN 1991-2 [11]Bild 8 Exemplarischer Normalspannungsverlauf im Bereich einer Trapezsteife infolge einer Fahrzeugüberfahrt  
Schematic normal stress history for a longitudinal stiffener due to a vehicle crossing

In DIN EN 1991-2 [11] sowie der Nachrechnungsrichtlinie [3] sind für das Ermüdungslastmodell 4 auch Angaben für das in Ansatz zu bringende Verkehrsaufkommen in Abstufung der Verkehrskategorie vorgegeben. Eine Reduktion der dort angegebenen jährlichen Schwerverkehrszahlen, z. B. motiviert durch stichprobenartig vorhandene Verkehrszählungen mit ausschließlichen Angaben zum Gesamtverkehrsaufkommen, ist jedoch im Allgemeinen nicht möglich, da die dafür notwendigen Informationen über die Aufteilung des Schwerverkehrsaufkommens auf die unterschiedlichen Fahrspuren i. d. R.

Tabelle 4-8 — Definition der Radaufstandsflächen und Radabstände

| REIFEN/ACHSART | GEOMETRISCHE ABMESSUNGEN                                                            |
|----------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| A              |  |
| B              |  |
| C              |  |

nicht verfügbar sind. Eine einzelfallbezogene Abminderung normativ vorgegebener Verkehrsbeanspruchungen ist somit ausschließlich auf der Basis umfangreicher Verkehrsmessungen vertretbar [13]. Diese müssen in ausreichendem Maße Auskunft über die real vorhandenen Achslasten sowie auch die Überlagerung der Verkehrsbeanspruchungen auf unterschiedlichen Fahrspuren enthalten. Auch ist dann die Frage nach der zukünftigen Verkehrsentwicklung in geeigneter Weise in die Bewertungen mit einzubeziehen. Insbesondere im Hinblick auf die Ermüdungsbeanspruchung des Deckblechs sowie der Längssteifen ist auch die dynamische Überhöhung der Radlasten infolge von Fahrzeugschwingbewegungen mit zu berücksichtigen [16].

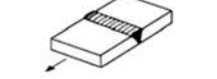
Der Vollständigkeit halber sei an dieser Stelle erwähnt, dass Ermüdungsschäden an Stabbogen- oder Schrägseilbrücken nicht nur durch den Straßenverkehr, sondern auch durch wirbelerregte Querschwingungen oder Regen-Wind-induzierte Schwingungserscheinungen ausgelöst werden können [15, 17, 18].

#### 4 Bewertung des Ermüdungswiderstands kritischer Konstruktionsdetails

Dem zeitlichen Verlauf der Spannungen über die gesamte Lebensdauer bzw. den daraus abgeleiteten Spannungskollektiven sind die ermüdungsspezifischen Werkstoff- bzw. Bauteilwiderstände gegenüberzustellen. Da Ermüdungsrisse und daraus resultierende Bauteilversagen



**Table 3.1** (continued)

| No. | Structural Detail                                                                 | Description<br>(St. = steel; Al. = aluminium)                                                                                                                                              | FAT<br>St.     | FAT<br>Al.     | Requirements and remarks                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
|-----|-----------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|----------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 200 | <b>Butt welds, transverse loaded</b>                                              |                                                                                                                                                                                            |                |                |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| 211 |  | Transverse loaded butt weld (X-groove or V-groove) ground flush to plate, 100 % NDT                                                                                                        | 112            | 45             | All welds ground flush to surface, grinding parallel to direction of stress. Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed. Plate edges ground flush in direction of stress. Welded from both sides. Misalignment <5 % of plate thickness<br>Proved free from significant defects by appropriate NDT |
| 212 |  | Transverse butt weld made in shop in flat position, NDT<br>weld reinforcement <0.1 A thickness                                                                                             | 90             | 36             | Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed. Plate edges ground flush in direction of stress. Welded from both sides. Misalignment <5 % of plate thickness                                                                                                                                         |
| 213 |  | Transverse butt weld not satisfying conditions of 212, NDT<br>Al.: Butt weld with toe angle ≤ 50°<br>Butt welds with toe angle > 50°                                                       | 80             | 32<br>25       | Weld run-on and run-off pieces to be used and subsequently removed. Plate edges ground flush in direction of stress. Welded from both sides. Misalignment <10 % of plate thickness                                                                                                                                        |
| 214 |  | Transverse butt weld, welded on non-fusible temporary backing, root crack                                                                                                                  | 80             | 28             | Backing removed, root visually inspected<br>Misalignment <10 % of plate thickness                                                                                                                                                                                                                                         |
| 215 |  | Transverse butt weld on permanent backing bar                                                                                                                                              | 71             | 25             | Misalignment <10 % of plate thickness                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 216 |  | Transverse butt welds welded from one side without backing bar, full penetration<br>Root checked by appropriate NDT including visual inspection<br>NDT without visual inspection<br>No NDT | 71<br>63<br>36 | 28<br>20<br>12 | Misalignment <10 % of plate thickness                                                                                                                                                                                                                                                                                     |

(continued)

**Bild 9** Klassifizierte Kerbfälle nach [4]  
Fatigue assurance classes according to [4]

ihren Ursprung stets auf der Mikroebene der Kristallstruktur nehmen, spielen lokale Spannungsspitzen die alles entscheidende Rolle. Diese lokalen Spannungsspitzen können dabei äußere geometrisch-konstruktive oder aber auch innere metallurgische, oftmals durch Schweißprozesse bedingte Ursachen haben. Im Bauwesen haben sich zur Bewertung der Ermüdungssicherheit unterschiedliche Herangehensweisen etabliert, von denen ausgewählte im Folgenden dargestellt und diskutiert werden.

#### 4.1 Experimentelle Ermittlung des Ermüdungswiderstands für ausgewählte Kerbdetails

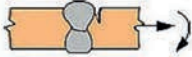
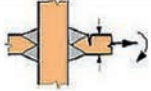
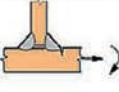
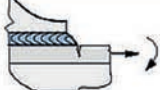
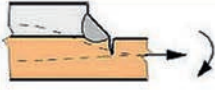
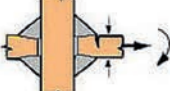
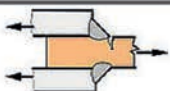
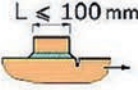
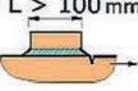
Die historisch älteste Methode, die Ermüdungssicherheit insbesondere geschweißter Konstruktionen zu bewerten, ist, deren ertragbare Lastspielzahl auf der Basis von Bauteilversuchen experimentell zu bestimmen. Um den Aufwand für die Versuchsdurchführung in Grenzen zu halten, werden überwiegend sog. Einstufenversuche, d.h. Versuche mit harmonischer Belastung und einer festen Maximalspannungsamplitude sowie ggf. einer überlagerten konstanten Mittelspannung, gefahren [6]. Durch eine statistische Auswertung derartiger Versuche für unterschiedliche Spannungsschwingbreiten lassen sich sog. Kerbfall-Wöhler-Linien für ein bestimmtes Konstruktionsdetail ableiten. Es handelt sich dabei nicht um Material-, sondern vielmehr um Bauteilwiderstände. Eine Zusammenstellung entsprechender Kerbfalltabellen (Bild 9) ist z. B. in DIN EN 1993-1-9 [12] oder [4] zu finden.

Auf diese Weise sind sämtliche Kerbwirkungen, beginnend von makroskopischen Spannungsspitzen infolge von Steifigkeitssprüngen oder Sekundärbauteilen über lokale Spannungsspitzen infolge imperfekter Oberfläche oder Form von Schweißnähten, metallurgische Kerbwirkungen im Bereich der Wärmeeinflusszone sowie nicht zuletzt der eigentliche Ermüdungswiderstand des Konstruktionswerkstoffs, d.h. des unbehandelten Blechs, mit erfasst.

Entscheidend ist in diesem Zusammenhang auch, dass die Klassifizierung der Kerbdetails entsprechende Qualitätsanforderungen, insbesondere mit Bezug auf die Ausführung der Schweißnähte (Bild 9) impliziert [4]. Was bedeutet, dass Angaben zu einer zerstörungsfreien Prüfung der Naht, zulässigen Fertigungstoleranzen, einem möglichen Planschleifen von Überwölbungen oder ggf. durchgeführten Nachbehandlungen im Bereich der Nahtwurzel erforderlich sind. Fehlen entsprechende Informationen bei der Nachrechnung bestehender Bauwerke, so sind hier entsprechend konservative Annahmen zu treffen. Gegebenenfalls ist auch eine nachträgliche Bewertung der Güte der ausgeführten Schweißnähte möglich, sofern diese zugänglich sind und der damit verbundene Aufwand mit dem erhofften Nutzen zu rechtfertigen ist.

Existiert für das zu untersuchende Konstruktionsdetail ein klassifizierter Kerbfall mit ausreichend übereinstimmenden Konstruktionsmerkmalen, so kann für eine ermüdungswirksame Spannungsschwingbreite sehr zutref-

**Table 3.3** Fatigue resistance against structural hot spot stress

| No. | Structural detail                                                                   | Description                                             | Requirements                                                                    | FAT Steel | FAT Alu. |
|-----|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|-----------|----------|
| 1   |    | Butt joint                                              | As welded, NDT                                                                  | 100       | 40       |
| 2   |    | Cruciform or T-joint with full penetration K-butt welds | K-butt welds, no lamellar tearing                                               | 100       | 40       |
| 3   |    | Non load-carrying fillet welds                          | Transverse non-load carrying attachment, not thicker than main plate, as welded | 100       | 40       |
| 4   |    | Bracket ends, ends of longitudinal stiffeners           | Fillet welds welded around or not, as welded                                    | 100       | 40       |
| 5   |    | Cover plate ends and similar joints                     | As welded                                                                       | 100       | 40       |
| 6   |    | Cruciform joints with load-carrying fillet welds        | Fillet welds, as welded                                                         | 90        | 36       |
| 7   |    | Lap joint with load carrying fillet welds               | Fillet welds, as welded                                                         | 90        | 36       |
| 8   |  | Type "b" joint with short attachment                    | Fillet or full penetration weld, as welded                                      | 100       | 40       |
| 9   |  | Type "b" joint with long attachment                     | Fillet or full penetration weld, as welded                                      | 90        | 36       |

**Note 1** Table does not cover larger effects of misalignment than those specified in Sect. 3.8.2. They have to be considered explicitly in the determination of the hot spot stress range

**Note 2** The nominally non- or partially load-carrying fillet welds shown under no. 3 and 5 in Table 3.3 may actually be load-carrying, in certain cases, e.g. for very large attachments or if the bending of the base plate is restrained. In these cases load-carrying fillet welds should be assumed with FAT classes given under no. 6 and 7 in Table 3.3. This may also apply to no. 4 without soft bracket end

**Note 3** A further reduction by one FAT class is recommended for fillet welds having throat thicknesses of less than one third of the thickness of the base plate

**Bild 10** Schweißnaht-Kerbfalkatalog für die Anwendung des Strukturspannungskonzepts [4]

Fatigue resistance against structural hot spot stresses [4]

fend die zu erwartende ertragbare Lastspielzahl ermittelt werden. Diese ist als Fraktilwert, welchem eine statistische Auswertung vieler Versuchsergebnisse zugrunde liegt, zu verstehen und i.d.R. jeder anderen Methode auch im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit vorzuziehen. Es ist ein großer Irrtum zu glauben, dass mit steigendem rechnerischem Aufwand einer Methode per se eine wirtschaftlichere Dimensionierung erzielbar sei. Vielmehr müssen Methoden, welche eine fehlende experimentelle Basis auf Bauteilebene durch einen höheren Modellierungs- und Rechenaufwand kompensieren, Unplanmäßigkeiten infolge von Fertigungstoleranzen und Eigenspannungen durch auf der sicheren Seite liegende Annahmen Rechnung tragen.

Deutlich unzutreffender werden die auf der Basis von Kerbfalltabellen prognostizierten Lebensdauern hingenommen, wenn abweichende geometrische Verhältnisse, wie z.B. andere Bauteildicken oder Maßstabeffekte, vorhanden sind, da hierfür jeweils auch die ungünstigsten Randbedingungen mit abgedeckt sein müssen. Dies ist der bevorzugte Anwendungsfall für rechenintensive Methoden wie das Strukturspannungs- oder Kerbgrundkonzept.

Eine zentrale Grundsatzfrage, die für sämtliche Verfahren gleichermaßen von entscheidender Bedeutung ist, ist die nach dem Einfluss des zeitlichen Verlaufs, d.h. der Abfolge der einzelnen Spannungsamplituden auf die Schädigung bei realen Betriebslastfolgen, im Vergleich zu



den versuchstechnisch abgebildeten Einstufenversuchen. Mangels ausreichend gesicherter Erkenntnisse zu diesem Sachverhalt sowie insbesondere mit Blick auf die praktische Handhabung wird dieser Einfluss i. d. R. vollständig vernachlässigt. Es ließen sich zum Zeitpunkt der Dimensionierung einer Brücke auch nur schwierig sinnvolle Annahmen zur zeitlichen Abfolge der Spannungsschwingbreiten über die gesamte Lebensdauer treffen.

Aufbauend auf obigen Postulaten kann nunmehr das aus Lastmodellen oder aber auch realen Verkehrsmessungen ermittelte Spannungskollektiv in eine sog. schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite überführt werden, welche dieselbe Bauteilschädigung zur Folge hat. Je nach Komplexität der Verkehrslastmodelle sind hierbei noch weitere Randbedingungen mit zu berücksichtigen, sodass die Dimensionierung auf Basis von Lastmodellen zur selben Lebensdauer wie die infolge der realen Ermüdungsbeanspruchung durch das tatsächliche Verkehrsaufkommen führt. Beispielsweise sind in den für das Ermüdungslastmodell 3 abgeleiteten Kollektivbeiwerten neben der vereinfachenden Umrechnung realer Betriebslasten auf ein schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv über die Beschaffenheit der Einflusslinie des betrachteten Konstruktionsdetails die Höhe des jährlichen Verkehrsaufkommens, die Anzahl der Fahrspur sowie die geplante Nutzungsdauer mit verarbeitet.

Da beim Konzept der schädigungsäquivalenten Nennspannungen sämtliche Kerbwirkungen des Konstruktionsdetails auf der Widerstandsseite berücksichtigt werden, können die Spannungsschwingbreiten dabei als sog. Nennspannungsschwingbreiten ermittelt werden. Diese werden vereinfachend aus den globalen Schnittgrößen und den Nennquerschnitten unter Vernachlässigung jeglicher lokaler Kerbeffekte infolge von Schweißnähten, Dickensprüngen und Sekundärbauteilen berechnet [4].

## 4.2 Strukturspannungskonzept

Für Konstruktionsdetails, für welche kein ausreichend übereinstimmender, aus experimentellen Untersuchungen abgeleiteter Kerbfall existiert, bieten das Strukturspannungs- sowie das Kerbgrundkonzept eine hervorragende Möglichkeit, den Ermüdungswiderstand auch komplexer Schweißkonstruktionen rechnerisch zu bewerten [4, 6, 8, 15, 19].

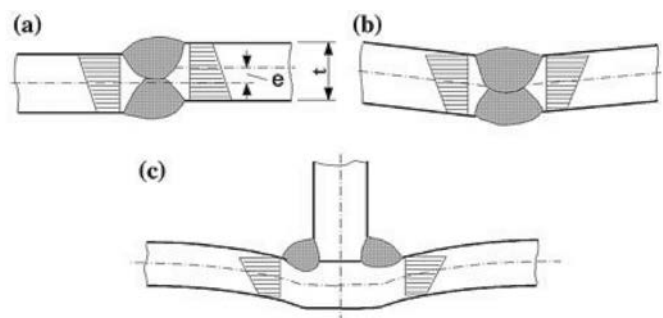
Bei Ersterem werden die geometrisch-konstruktiven Kerbeffekte des Konstruktionsdetails infolge von Sekundärbauteilen, Dickensprüngen, Aussparungen etc. auf der Basis detaillierter Schalen- oder Volumenelemente i. d. R. auf der Basis von Finite-Elemente- oder Randelementeansätzen diskretisiert berechnet (Bild 12). Die lokale Kerbwirkung der Schweißnahtgeometrie sowie sämtliche schweißbedingte metallurgische Kerbwirkungen bleiben dabei i. d. R. unberücksichtigt und müssen zusammen mit dem eigentlichen Ermüdungswiderstand des Konstrukti-

onswerkstoffs auf der Widerstandsseite erfasst werden. Hierfür sind einige wenige sog. Schweißdetail-Wöhler-Linien ausreichend.

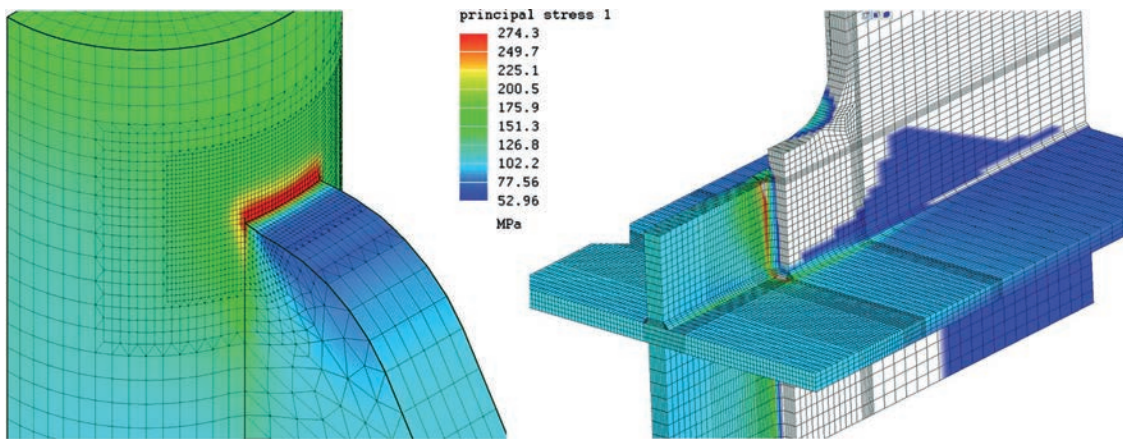
Beim Strukturspannungskonzept wird als Versagensort immer der Schweißnahtübergang unterstellt. Versagensformen, welche ihren Ausgang im Bereich der Nahtwurzel nehmen, können auf der Basis des Strukturspannungskonzepts nicht beurteilt werden. Eine explizite Bestimmung der Spannungsspitzen am Versagensort, auch als Hot-Spot-Spannungen bezeichnet, ist aufgrund von Steifigkeitssprüngen und vielfach vorhandenen Singularitätsstellen auf der Basis einer Finite-Elemente-Berechnung schwierig sowie oftmals unmöglich. Aus diesem Grund werden die Hot-Spot-Spannungen aus einer Extrapolation der Oberflächenspannungen aus dem Nahbereich des Schweißnahtübergangs ermittelt, wobei stets auf eine Linearisierung des tatsächlichen Spannungsverlaufs über die Blechdicke abgezielt wird [4, 10]. Dies hat auch den Vorteil, dass die Stützstellen für die Extrapolation im Bedarfsfall auch experimentell, z. B. über Dehnungsmessstreifen, erfassbar sind. Darüber hinaus ist eine vergleichsweise grobe Elementierung ausreichend [4, 6].

Herstellungsbedingte Unplanmäßigkeiten, wie ein Versatz der Schwerlinie zu stoßender Bleche oder ein z. B. aus dem Schweißverzug herrührender Winkelfehler, werden – praxisnahe Fertigungsbedingungen vorausgesetzt – im Rahmen der üblichen Toleranzanforderungen bei der experimentellen Bestimmung des Ermüdungswiderstands ganzer Konstruktionsdetails in deren statistischer Ausprägung automatisch mit erfasst (Bild 11). Nicht jedoch bei der rechnerischen Ermittlung von Kerbwirkungen auf der Basis eines geometrisch perfekten Finite-Elemente-Modells. Aus diesem Grund sind die daraus resultierenden und über die Blechdicke vereinfachend linear verteilt angenommenen Biegespannungen im Rahmen des Strukturspannungskonzepts gesondert zu berücksichtigen. Ansonsten droht eine unter Umständen beträchtliche Überschätzung des tatsächlichen Ermüdungswiderstands [4, 20].

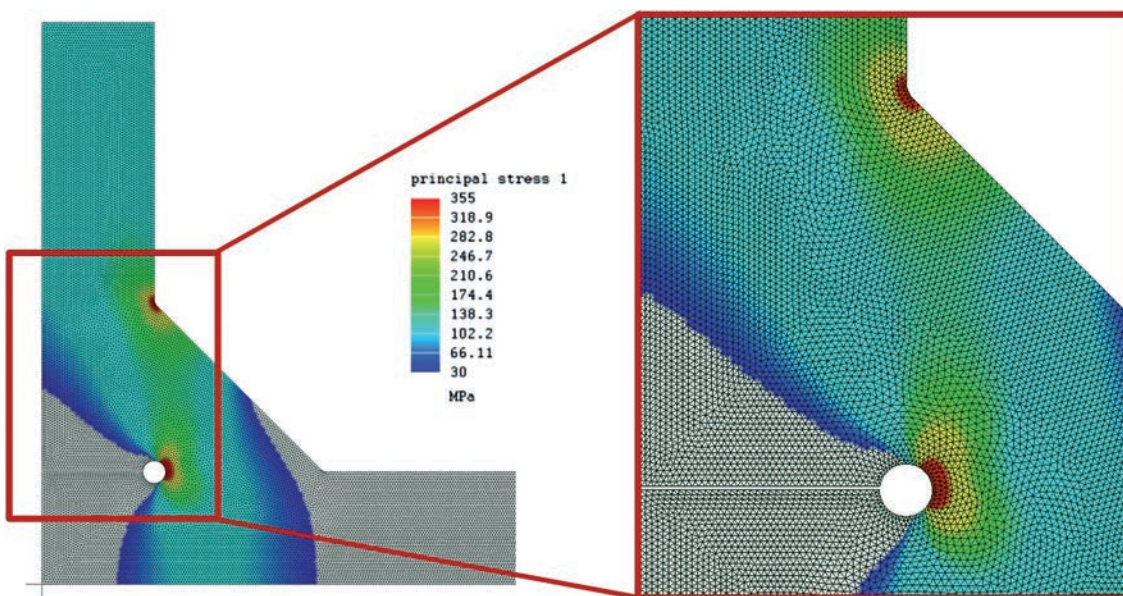
Für den hier diskutierten Anwendungsfall der Franz-Josef-Strauß-Brücke konnten auf dieser Basis die Ermüdungswiderstände der vielfach nicht ermüdungsgerecht ausge-



**Bild 11** Biegespannungen im Nahbereich der Schweißnaht infolge von Unplanmäßigkeiten [4]  
Bending induced normal stress due to misalignments [4]



**Bild 12** FEM-Modell zur Bestimmung des Kerbeinflusses am Beispiel des Hängeranschlussdetails [15]  
FEM-model of the hanger detail for the determination of the structural hot spot stresses



**Bild 13** Detailliertes FEM-Modell eines Kreuzstoßes zur Bestimmung des Kerbeinflusses auf der Basis des Kerbgrundkonzepts [21]  
Detailed FEM-model of a cross joint for the determination of the notch effect

bildeten Konstruktionsdetails, z. B. im Bereich der Hängeranschlusspunkte, der Stegausrundungen im Bereich der Untergurtstöße oder der Sekundärbauteile am Querträgeruntergurt, für die keine klassifizierten Kerbdetails verfügbar waren, abgeleitet werden.

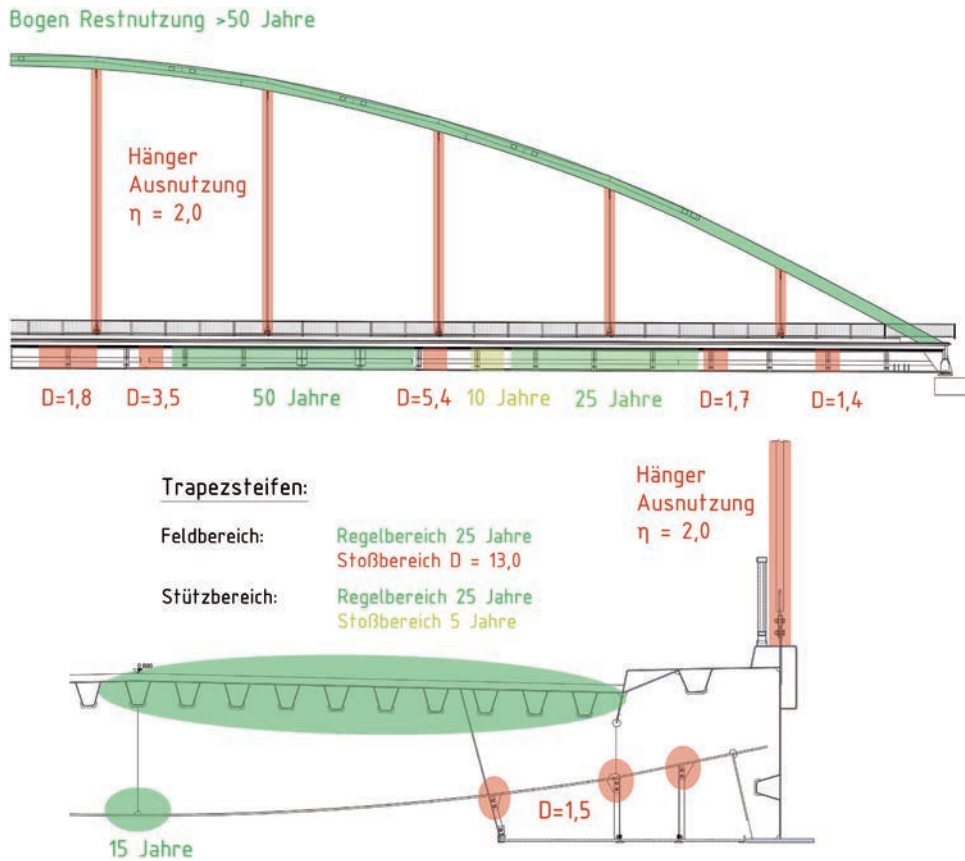
### 4.3 Kerbgrundkonzept

Als Alternative und Erweiterung zum Strukturspannungskonzept wurde das sog. Kerbgrundkonzept entwickelt, welches auch zur Beurteilung von Ermüdungsschäden, die ihren Ausgang im Bereich der Nahtwurzel nehmen, herangezogen werden kann [4, 6]. Dabei werden auf der Basis eines sehr fein diskretisierten, aber dennoch idealisierten Rechenmodells die effektiven Spannungen am Kerbgrund berechnet. Im Bereich von Schweißnahtübergängen oder Kerben wird dabei vereinfachend eine kreisrunde Aussparungsgeometrie mit einem standardisierten Kerbradius von 1 mm modelliert.

Da auf dieser Basis sämtliche geometrische Kerbwirkungen zumindest in idealisierter Form Berücksichtigung finden, ist hierfür eine einzige Material-Wöhler-Linie ausreichend, welcher eine ertragbare Spannungsschwingbreite bei 2 Mio. Lastwechsel von  $225 \text{ N/mm}^2$  zugrunde gelegt wird. Für Unplanmäßigkeiten, wie Winkelfehler u. dgl., gilt das zum Strukturspannungskonzept Gesagte gleichermaßen.

Bemerkenswert im Zusammenhang mit dem Ermüdungswiderstand von geschweißten Konstruktionsdetails ist auch, dass dieser nahezu unabhängig von der Streckgrenze und Festigkeit des verwendeten Stahlwerkstoffs ist. Ein wesentlicher Grund dafür ist der überaus dominante Kerbeinfluss in Verbindung mit metallurgischen Gefügeveränderungen im Bereich der Wärmeeinflusszone sowie den stets vorhandenen Schweißeigenspannungen, welche oberflächennah, i. d. R. als Zugeigenspannungen, vorliegen und deren Größe ebenfalls abhängig von der Streckgrenze des Werkstoffs ist.





**Bild 14** Grafische Darstellung der Schädigungsgrade nach 30 Jahren sowie der rechnerischen Fortnutzungsdauer der kritischen Kerbdetails der Franz-Josef-Strauß-Brücke [21]

Visualisation of the calculated fatigue damage rate for the critical construction details of the Franz-Josef-Strauß-Bridge after 30 years in service [21]

## 5 Bewertung der Nachrechnungsergebnisse

Für den vorliegenden Anwendungsfall der Franz-Josef-Strauß-Brücke wurde für sämtliche relevanten Konstruktionsdetails die in den bisherigen 30 Jahren der Nutzung aufgetretene Schädigung unter Zugrundelegung der ermüdungswirksamen Verkehrseinwirkung des modifizierten Ermüdungslastmodells 4 für die Verkehrskategorie II (mittlere Entfernung) auf der Basis einer linearen Schadensakkumulation nach der sog. modifizierten Palmgren-Miner-Regel bestimmt [4, 6]. Die Ermüdungswiderstände wurden – sofern verfügbar – auf der Basis klassifizierter Kerbdetails sowie für alle nicht kerbfallkatalogkonformen Konstruktionsdetails auf der Basis des Strukturspannungs- oder Kerbgrundkonzepts bestimmt. Unter Zugrundelegung einer prognostizierten Verkehrsentwicklung wurde darüber hinaus die verbleibende rechnerische Fortnutzungsdauer ermittelt.

Wie in Bild 14 zu erkennen, kann weder für die Versteifungsträger, die Hängeranschlussbereiche noch die Querträger oder die orthotrope Fahrbahnplatte eine ausreichende Fortnutzungsdauer auf der Basis normativer Verkehrslastansätze nachgewiesen werden. Da im Zuge der im Jahr 2019 durchgeführten Brückenhauptprüfung keine Ermüdungsschäden erkennbar waren und zudem basierend auf den Erkenntnissen von Verkehrszählungen davon ausgegangen werden darf, dass die tatsächliche Schwerverkehrsbelastung in den vergangenen 30 Jahren

deutlich geringer war als die für diese Brückenkategorie normativ vorgesehene, führen diese rechnerischen Nachweisdefizite noch zu keiner Standsicherheitsgefährdung, jedoch zu dringendem weiterem Handlungsbedarf.

Grundsätzlich bestünde in solchen Fällen die Möglichkeit, über eine zutreffende Erfassung des tatsächlichen Schwerverkehrsaufkommens, z. B. über Messungen am Bauwerk, den rechnerischen Nachweis einer ausreichenden Fortnutzungsdauer zu erbringen. Aufgrund der vielfach vorhandenen Konstruktionsdetails mit äußerst geringem Ermüdungswiderstand ist dies im Fall der Franz-Josef-Strauß-Brücke leider aber nicht zur Gänze Erfolg versprechend. Damit verbleiben nurmehr zwei Optionen: zum einen eine Ertüchtigung sämtlicher kritischer Konstruktionsdetails für die angestrebte Fortnutzungsdauer, z. B. durch Anbringen zusätzlicher Verstärkungsbleche, das Einsetzen neuer Hängeranschlussbleche etc. Zum anderen ist grundsätzlich auch eine Fortnutzung ohne Ertüchtigungsmaßnahmen, jedoch mit erhöhtem Inspektions- oder Monitoringaufwand, denkbar. Voraussetzung dafür ist, dass die Inspektionsintervalle so kurz gewählt werden, dass eine einsetzende Ermüdungsrissbildung frühzeitig erkannt und z. B. durch Reparaturschweißungen oder anderweitige Sanierungsmaßnahmen behoben werden kann, bevor es zum Versagen des Bauteils bzw. des Bauwerks kommen kann. Eine entsprechende Abschätzung des Risswachstumsverhaltens kann auf der Basis bruchmechanischer Ansätze durchgeführt werden [4, 6].

Die Abwägung Ertüchtigung oder Monitoring ist unter besonderer Würdigung der im jeweiligen Einzelfall vorliegenden Randbedingungen, wie dem Alter und der Bedeutung des zu betrachtenden Brückenbauwerks auch in Verbindung mit ggf. daran anschließenden Ingenieurbau-

werken, dem allgemeinen baulichen Zustand sowie der prognostizierten Verkehrsentwicklung auch im Hinblick auf die dafür erforderliche Anzahl an Fahrspuren etc., zu treffen.

## Literatur

- [1] Bestandsunterlagen zur Franz-Josef-Strauß-Brücke: Statische Berechnung von Prof. Wichert aus Würzburg und Ausführungsunterlagen der Firma Noell aus Würzburg. 1987.
- [2] DIN EN 1993-2 (2010) *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken*. Berlin: Beuth. Ausgabe Dez. 2010.
- [3] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2011) *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. Ausgabe Mai 2011.
- [4] Hobbacher, A. F. (1995) *IIW document IIW-2259-15 – Recommendations for Fatigue Design of Welded joints and Components*. Berlin: Springer.
- [5] Fricke, W. (2014) *Recent developments and future challenges in fatigue strength assessment of welded joints* in: Journal of Mechanical Engineering Science 229, no. 7, pp. 1224–1239.
- [6] Haibach, E. (2006) *Betriebsfestigkeit Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*. Berlin: Springer-Verlag.
- [7] Bundesanstalt für Straßenwesen (2005) *Manuskript zum Expertengespräch Instandsetzung orthotroper Fahrbahnplatten*. Bergisch Gladbach.
- [8] Radaj, D. (1995) *Ermüdungsfestigkeit – Grundlagen für Leichtbau, Maschinen- und Stahlbau*. Berlin: Springer-Verlag.
- [9] Sedlacek, G. et al. (2008) *Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life, ECCS cooperation agreement for the evolution of Eurocode 3* in: Ghafoori, E.; Lukic, M.; Kühn, B. [eds.] *Fatigue and Fracture of Steel Structures (CEN TC250 SC3 WG9&10 and ECCS TC6)*.
- [10] Forschungskuratorium Maschinenbau (2012) *Rechnerischer Festigkeitsnachweis für Maschinenbauteile: FKM-Richtlinie*.
- [11] DIN EN 1991-2 (2010) *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Berlin: Beuth. Ausgabe Dez. 2010.
- [12] DIN EN 1993-1-9 (2010) *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung*. Berlin: Beuth. Ausgabe Dez. 2010.
- [13] Schütz, K. G. et al. (2017) *Nachrechnung bestehender Straßenbrücken auf Grundlage messbasierter Lastmodelle* in: Bauingenieur 92, H. 4, S. 174–178.
- [14] DIN 18809 (1987) *Stählerne Straßen- und Wegbrücken – Bemessung, Konstruktion, Herstellung*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Ausgabe Sept. 1987.
- [15] bulicek+ingenieure gmbh [Hrsg.] (2020) *Bewertung der Ermüdungssicherheit des stählernen Brückenüberbaus der Franz-Josef-Strauß-Brücke in Passau*. Passau.
- [16] Friedl, R. (2017) *Grundlagenorientierte theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Schwingungsverhalten einer modifizierten Schwenktraversendehnfuge sowie zu fahrbahnunebenheitsinduzierten Radkraftschwankungen von Straßenfahrzeugen im Hinblick auf die daraus resultierende Streuung messtechnisch erfasster Fahrzeuggewichte* [Dissertation]. Universität der Bundeswehr München.
- [17] Friedl, R.; Mangerig, I. (2020) *Schwingungsverhalten ausgewählter Baukonstruktionen* in: Kuhlmann, U. [Hrsg.] *Stahlbau-Kalender 2020*. Berlin: Ernst & Sohn.
- [18] Schütz, G.; Schmidmeier M. (2008) *Schwingungsanfällige Zugglieder im Brückenbau* in: Kuhlmann, U. [Hrsg.] *Stahlbau-Kalender 2008*. Berlin: Ernst & Sohn. S. 770–827.
- [19] Bundesanstalt für Wasserbau (2012) *FuE: Klassifizierung stahlwasserbautypischer Kerbdetails* BAW-Nr. A39510210196. Ausgabe Nov. 2012.
- [20] Taras, A.; Unterweger, H. (2017) *Numerical methods for the fatigue assessment of welded joints – influence of misalignment and geometric weld imperfections* in: *CE papers 1, Special Issue: Proceedings of Eurosteel 2017*. EUROSTEEL 2017, 13.–15. Sept. 2017, Copenhagen.
- [21] bulicek+ingenieure gmbh (2020) *Machbarkeitsanalyse zur Ertüchtigung des stählernen Brückenüberbaus der Franz-Josef-Strauß-Brücke im Hinblick auf eine ausreichende Ermüdungssicherheit*. Passau.

## Autoren

Dr.-Ing. Roland Friedl (Korrespondenzautor)  
friedl@bulicek.de  
bulicek+ingenieure gmbh  
Sonnenstraße 19/Zugang 2  
80331 München

Matthias Bauer, M.Sc. (TUM)  
bauer@bulicek.de  
bulicek+ingenieure gmbh  
Am Schanzl 10  
94032 Passau

Prof. Dr.-Ing. Hans Bulicek  
bulicek@bulicek.de  
bulicek+ingenieure gmbh  
Sonnenstraße 19/Zugang 2  
80331 München

## Zitieren Sie diesen Beitrag

Friedl, R.; Bauer, M.; Bulicek, H. (2020) *Methoden zur Bewertung der Ermüdungssicherheit bestehender Stahlbrücken*. Stahlbau 89, H. 10, S. 852–864. <https://doi.org/10.1002/stab.202000073>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet. Eingereicht: 9. August 2020; angenommen: 24. August 2020.