

# **Integration der Handlungsanweisungen Spannungsrissskorrosion und Koppelfugen in die Nachrechnungsrichtlinie**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 186**

**bast**

# Integration der Handlungsanweisungen Spannungsrissskorrosion und Koppelfugen in die Nachrechnungsrichtlinie

von

Konrad Zilch  
Matthias Kriechbaum

Zilch + Müller Ingenieure GmbH  
München

Reinhard Maurer  
Jens Heinrich

Lehrstuhl Betonbau  
Technische Universität Dortmund

Hermann Weiher  
Katrin Runtemund

matrics engineering GmbH  
München

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 186**

**bast**

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

- A - Allgemeines
- B - Brücken- und Ingenieurbau
- F - Fahrzeugtechnik
- M - Mensch und Sicherheit
- S - Straßenbau
- V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** stehen zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.  
<https://bast.opus.hbz-nrw.de>

## **Impressum**

**Bericht zum Forschungsprojekt 15.0652**  
Integration der Handlungsanweisungen „Spannungsrissskorrosion“ und „Koppelfugen“ in die Nachrechnungsrichtlinie

**Fachbetreuung**  
Matthias Müller

**Referat**  
Betonbau

**Herausgeber**  
Bundesanstalt für Straßenwesen  
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach  
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

**Redaktion**  
Stabsstelle Presse und Kommunikation

**Druck und Verlag**  
Fachverlag NW in der  
Carl Ed. Schünemann KG  
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen  
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53  
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48

[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

ISSN 0943-9293  
ISBN 978-3-95606-718-1

Bergisch Gladbach, Januar 2023

## Kurzfassung – Abstract

### **Integration der Handlungsanweisungen Spannungsrissskorrosion und Koppelfugen (Kofu) in die Nachrechnungsrichtlinie**

Veränderungen der bestehenden Normen aufgrund des technischen Fortschritts und gewünschter Vereinheitlichung in Europa sind für den Neubau problemlos anwendbar. Für Bauwerke im Bestand führen solche Veränderungen aber häufig auf rechnerische Unzulänglichkeiten. Für die Bewertung der Zukunftsfähigkeit bestehender älterer Straßenbrücken ist eine Nachrechnung nach einheitlichen und den modernen Erkenntnissen angepassten Regeln eine wesentliche Voraussetzung. Daher wurde vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) im Jahre 2011 die „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“ bekannt gegeben. Dieses Dokument wurde im Jahr 2015 ergänzt. Für zwei spezielle schon länger bekannte Problemstellungen älterer Spannbetonbrücken waren zuvor bereits Handlungsanweisungen eingeführt worden, nämlich „Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten“ zur Beurteilung der Koppelfugen im Jahre 1998 und „Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden“ im Jahre 2011. Auf diese Dokumente wird in der Nachrechnungsrichtlinie verwiesen. Ziel des Projektes ist nun, die vorgeannten Handlungsanweisungen in eine Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie zu integrieren und damit ein einheitliches Nachweis- und Sicherheitskonzept für eine geschlossene Bewertung bestehender Bauwerke zu schaffen. Dabei soll auf die aktuellen Normen verwiesen und die Bezeichnungen sowie Symbole formal an die heutigen Notationen angepasst werden.

Zunächst sind hierzu die aktuellen Einwirkungsmodelle (statische Verkehrslasten, Ermüdungslasten und Temperatur) nach heutigem Wissensstand zusammengestellt und mit den älteren Regelungen verglichen und kommentiert.

Für den Themenbereich „Spannungsrissskorrosionsgefährdung“ wird der Stand des Wissens dargelegt. Dabei wird auf die Bedeutung des Ankündigungsverhaltens durch Rissbildung hingewiesen und

auch auf weitere pragmatische Ansätze in der Literatur verwiesen. Die Handlungsanweisung wird formal an die heutigen Notationen angepasst und textlich verbessert. Für eine ingenieurmäßige Bewertung wird die Einführung eines Mindestwertes für die verbleibende Restspannstahlfläche diskutiert und ein Vorschlag zur Einführung entsprechender Überlegungen sowohl für die Nachweise in Längs- als auch Querrichtung der Brückenüberbauten in die Nachrechnungsrichtlinie erarbeitet. Einige Möglichkeiten des Einsatzes von Messtechnik werden dargelegt. Anschließend werden an einigen Beispielen Vergleichsrechnungen für die Brückenlängsrichtung als auch für die Brückenquerrichtung durchgeführt und bewertet.

Für den Themenbereich „Ermüdung vorgespannter Bewehrung“ (Koppelfugen) wird ebenfalls die Ausgangslage und der Stand des Wissens zusammengestellt. Es wird deutlich gezeigt, dass nicht nur die ermüdungswirksamen, vertikalen Verkehrseinwirkungen, sondern auch das Grundmoment, welches neben Eigengewicht und Vorspannung auch die Auswirkung eines Temperaturgradienten zwischen der Ober- und Unterseite der Brücke enthält, einen wesentlichen Einfluss auf die ermüdungswirksamen Spannungen hat. Für die Nachweisstrategie mit dem Ermüdungslastmodell 3 des Eurocodes und schädigungsäquivalenter Schwingbreite wird ein Ansatz zur genaueren Berücksichtigung des Temperaturgradienten entwickelt. Anhand von Beispielrechnungen werden die Parameter identifiziert und alle in den Berechnungen zu berücksichtigenden Einflüssen bewertet. Die Beispiele zeigen, dass trotz unterschiedlichster Einwirkungs- und Sicherheitsformate vergleichbare Ergebnisse erhalten werden. Ein Abschnitt über den Einsatz von Messtechnik, insbesondere zur genaueren Festlegung des Grundmomentes, ergänzt die Betrachtungen. Zwei Praxisbeispiele werden ausführlich besprochen.

Die Erkenntnisse werden in Vorschlägen zur möglichen Modifizierung der Nachrechnungsrichtlinie zu diesem Bereich zusammengefasst und anschließend in einer ausführlichen Berechnung eines Beispiels noch einmal erläutert und die verschiedenen Einflüsse bewertet.



### **Integration of the instructions stress corrosion cracking and coupling joints into the recalculation guideline**

Changes to existing standards due to technical progress and desired standardisation in Europe are easily applicable to new construction. For existing structures, however, such changes often lead to inadequacies in the structural verifications. For the evaluation of the future viability of existing older road bridges, a recalculation according to uniform rules adapted to modern knowledge is an essential prerequisite. For this reason, the Federal Ministry of Transport and Digital Infrastructure (BMVI) published the Guideline for the recalculation of existing road bridges (Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand) in 2011. This document was supplemented in 2015. For two specific problems of older prestressed concrete bridges that had been known for a long time, instructions had already been introduced before, namely Instructions for the assessment of the durability of prestressed reinforcement of older prestressed concrete superstructures (Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten) for the assessment of coupling joints in 1998 and Instructions for the inspection and assessment of older bridge structures built with quenched and tempered prestressing steel susceptible to stress corrosion cracking (Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden) in 2011. These documents are referred to in the recalculation guideline. The aim of the project is now to integrate the afore mentioned instructions into a new version of the recalculation guideline and thus to create a uniform verification and safety concept for a coherent assessment of existing structures. In doing so, reference is to be made to the current codes and terms as well as symbols are to be formally adapted to today's notations.

First of all, the current action models (static traffic loads, fatigue loads and temperature) are compiled here according to today's state of knowledge and compared and commented on with the older regulations.

For the subject area „stress corrosion cracking“, the current state of knowledge is presented. Reference is made to the significance of the prior-warning due

to cracking and reference is also made to further pragmatic approaches in the literature. The instruction is formally adapted to today's notations and textually improved. For an engineering evaluation, the introduction of a minimum value for the remaining prestressed steel area is discussed and a proposal for introducing corresponding considerations into the recalculation guideline for verifications in both longitudinal and transverse direction of the superstructure is elaborated. Some possibilities for the use of measurement techniques are presented. Subsequently, comparative calculations for the longitudinal direction of the bridge as well as for the transverse direction are carried out and evaluated on the basis of several examples.

For the topic „fatigue of prestressed reinforcement“ (coupling joints), the initial situation and the state of knowledge are also compiled. It is clearly shown that not only the fatigue inducing vertical traffic actions but also the base moment, which in addition to self-weight and prestressing also includes the effect of a temperature gradient between the top and bottom of the bridge, has a significant influence on the fatigue stresses. For the verification strategy with the fatigue load model 3 of the Eurocode and equivalent constant amplitude stress range, an approach for a more accurate consideration of the temperature gradient is developed. Example calculations are used to identify the parameters and evaluate all the influences to be considered in the calculations. The examples show that comparable results are obtained despite a wide variety of influences and safety formats. A section on the use of measurement technology, in particular for more precise determination of the base moment, supplements the considerations. Two practical examples are discussed in detail.

The findings are summarised for possible modifications of the recalculation guideline for this area and then explained again in a detailed calculation of an example and the various influences are evaluated.

## Summary

### Integration of the instructions „stress corrosion cracking“ and „coupling joints“ into the recalculation guideline

## 1 Objective

For the evaluation of the future viability of existing older road bridges, a recalculation according to uniform rules adapted to modern knowledge is an essential prerequisite. Therefore, the Federal Ministry of Transport and Digital Infrastructure (BMVI) published the Guideline for recalculation of existing road bridges in 2011 and supplemented it in 2015 (Nachrechnungsrichtlinie (BMVI 2011/2015, MARZAHN 2013, MARZAHN 2015)). For two specific problems of older prestressed concrete bridges that had been known for a long time, instructions (Handlungsanweisungen) had already been introduced before, namely for the assessment of coupling joints (Handlungsanweisung Koppelfugen (BAST 1998)) and for the verification of the risk of quenched and tempered prestressing steel due to stress corrosion cracking (Empfehlung SpRK (BMV 1993), Handlungsanweisung SpRK (BMVBS 2011)). The aim of the project is now to integrate the afore mentioned instructions into a new version of the recalculation guideline and thus to create a uniform verification and safety concept for a coherent evaluation of existing bridges. In doing so, reference is to be made to the current codes and terms as well as symbols are to be formally adapted to today's notations.

## 2 Loads and actions

In the instructions and the recalculation guideline, reference is made to the load definitions valid at that time, in detail:

1. Bridge class 60 according to DIN 1072:1967,
2. Bridge class 60/30 and bridge class 30/30 according to DIN 1072:1985,
3. Load model LM1 according to DIN-Report 101:2009 with associated adjustment factors,
4. Load model LMM (corresponds to LM1 with increased adjustment factors according to DIN

EN 1991-2/NA:2013. However, it is pointed out that the partial safety factor  $\gamma_Q$  according to DIN EN 1990 is reduced from 1,5 to 1,35.

The basic models for vertical traffic loads are very similar. The carriageway is divided into lanes to which a uniform distributed load is applied. A vehicle is also placed in the main lane (or in auxiliary lanes, if applicable). This historically reference is not appropriate with regard to integration in the recalculation guideline. For this reason, within the scope of RD projects of BAST (FREUNDT 2018, GEIßLER 2018), it was proposed to define the target load level to be applied for the recalculation of existing bridges by a modification of the load model LM1 according to DIN-Report 101 with so-called f-factors ( $f_i \cdot LM1$  with  $f_i \leq 1,0$ ). These factors are specified as 0,60 to 1,00 depending on the traffic type and intensity.

Fatigue load models are required for the assessment of fatigue. In both editions of DIN 1072, the verification of fatigue uses the static traffic load with a factor  $\alpha = 0,5$  for spans greater than 10 m.

Of the 5 fatigue load models (FLM) contained in the following DIN-Report 101 or Eurocode DIN EN 1991-2, only 2 are commonly used. For concrete bridges in new construction, fatigue is usually verified with the fatigue load model FLM 3 (single vehicle) and the method of damage-equivalent vibration amplitudes. Alternatively, in the recalculation guideline, the verification against fatigue may also be performed by direct calculation of the damage using a modified fatigue load model FLM 4 (group of vehicles) or, to a limited extent, on the basis of measurements.

The linear temperature difference between upper and lower surface, which is essential in connection with the phenomena considered here, was explicitly included for the first time in the 1985 edition of DIN 1072:1985. However, after the coupling joint damage became known, the design code DIN 4227-1:1979-12 already required the consideration of 5K-difference in the main load-bearing direction. The instruction „Coupling Joints“ defines three verification cases for the temperature difference  $\Delta T_i$  with 5K, 10K, 15K. In the recalculation guideline, DIN-Report 101 resp. DIN EN 1991-1-5, are used as reference. In addition, occurrence probabilities (annual frequencies) for temperature differences are added for detailed calculation with the fatigue load model FLM 4.

### 3 Subject „Prestressing steel highly susceptible to stress-corrosion cracking“

#### 3.1 Initial situation

In the 1990s, serious damages with near collapse consequences were observed in the building construction sector on post-tensioned prestressed concrete girders with grouted tendons. These members were about 30 years old at the time of failure due to prestressing steel rupture caused by stress corrosion cracking. The affected components were located in a dry environment, the ducts were properly grouted, and the injection mortar did not contain any corrosion-promoting constituents. The prestressing steels consisted of quenched and tempered wires St 145/160, trade name Neptun and Sigma oval (WÖLFEL 1992, KÖNIG 1998, NÜRNBERGER 2003).

As the cases of failure show, the risk of delayed fracture of prestressing steels still exists decades after production. However, this only affects individual batches of the quenched and tempered prestressing steels St 145/160 of the old type with the designations Neptun and Sigma from production up to 1965 and the quenched and tempered prestressing steel St 145/160 Sigma oval of the new generation from the production period 1965 to 1978. For the affected susceptible prestressing steels, in the case of corrosive pre-damage in combination with incipient cracks before installation, crack progression is possible, even in the alkaline environment of properly grouted ducts. Thereby, cyclic loading significantly reduces the lifetime to failure.

The possibility of crack initiation in prestressing steels in the grouted state can be ruled out even after long service lifetimes of the prestressed concrete members if they are in alkaline, chloride-free grout (ISECKE 1995).

In the western part of Germany in 1978, both the testing and inspection regulations for the production of prestressing steels and the design regulations for prestressed concrete members were strengthened in such a way that damage to prestressing steels with a particularly high susceptibility to stress corrosion cracking can now be prevented (BERTRAM 2002).

Due to collapses in Berlin and eastern Germany, the Hennigsdorfer prestressing steel is also classified

as being equally endangered as the Neptun and Sigma prestressing steels (KÖNIG 1998). Production of this steel was stopped in 1991 (NÜRNBERGER 2003).

Comparable collapses due to prestressing steel failures as a result of stress corrosion cracking have not been reported since the mid-1990s. The prestressed concrete girders affected at that time had a maximum of only 2 tendons.

The sensitivity of prestressing steels to stress corrosion cracking is only one of several factors that influence the risk of structural collapse (KÖNIG 1998, BERTRAM 2002). For a conclusive engineering assessment, additional aspects should be considered in each individual case: redundancies of the structure, possible cross-distribution of loads, number of tendons, existing reinforcing steel, quality of execution, service conditions.

Fractures of prestressing steel can usually only be detected by external indications, especially by locally increased cracking in the concrete. However, there are areas with load moments smaller than the cracking moment ( $M_{Ed} < M_{cr}$ ) where a large number of prestressing steel pieces can fail without prior-warning due to concrete cracking. The problem of the latter is that external indicators, such as an increase in local cracking, cannot be identified directly by visual inspection.

For the assessment of the endangerment of the concerned structures and for the verification by analysis of a sufficient structural behaviour with prior-warning due to concrete cracking, the BMV has published corresponding technical regulations based on the experience with the generally used bundled tendons (“Bündelspannglieder”): “Empfehlungen” (BMV 1993) and the “Handlungsanweisung” (BMVBS 2011).

In the course of a recalculation according to the Nachrechnungsrichtlinie (BMVBS 2011/2015), the determined target load level LM and not the load model used in the original structural analysis is to be applied in deviation from the Handlungsanweisung concerning stress corrosion cracking. Therefore, a sufficient structural behaviour is given if, after the crack formation under the frequent load combination, a sufficient load-bearing capacity is still given under the rare load combination. However, it is generally not possible to determine the prior-warning behaviour over the entire length of the structure. This particularly affects the end supports

and areas of moment zero point of continuous girders. As an option, therefore, a stochastic method is available in the Handlungsanweisung since a very high rate of prestressing steel fractures exclusively in these areas is very unlikely (LINGEMANN 2010).

The Handlungsanweisung concerning stress corrosion cracking requires that cracking in the concrete must be detectable during inspections. In the support area, such detectability is not possible at the upper side of a bridge girder due to the sealing and roadway pavement. If the visible cracking on the underside of the deck in the cracked section is to be verified by calculation, the post-cracking behaviour of the concrete must be taken into account by means of a suitable material model.

Internal forces should not be redistributed in the longitudinal direction of the bridge, since in this case damage is only be assumed at the examined critical section of the structure and all other cross-sections are assumed to be undamaged. However, these assumptions are not consistent with general assumptions made in the Handlungsanweisung and with the experience gained from damage cases. That means that possible prestressing steel fractures are equally distributed in the longitudinal direction of the bridge

### 3.2 Revision of the instruction stress corrosion cracking

The regulations in chapter 4 on the actions with regard to traffic loads and temperature have been updated in accordance with the current state of the Eurocodes. The specifications for the load-bearing capacities in Section 5 have been adapted to the regulations and notations of DIN EN 1992-2. The concrete tensile strengths in Tab. 5-1 correspond to the current specifications. As a result of which some of the values are slightly smaller than in the current version of the Handlungsanweisung.

The check of the structural behaviour with prior-warning due to concrete cracking on cross sectional level in chapter 6 has been retained basically. The determination of the remaining prestressing steel area  $A_{p,r}$  is made under the frequent load combination. A decisive change is that, under certain conditions, the remaining prestressing steel area must not be set smaller than 30% of  $A_p$ . In contradiction to DIN EN 1992-2 for the effective

concrete tensile strength the mean value  $f_{ctm}$  and not the 5% quantile value  $f_{ctk;0.05}$  is defined. As before, the determination of the remaining safety factor is based on the traffic load factor for the rare load combination. The partial safety factors are to be applied according to the accidental design situation. The design sections at the end supports are to be classified as sections of sufficient remaining safety with a fictitious remaining safety factor  $\gamma_Q = 1,1$  due to bending moments are not existing there ( $M = 0$ ).

In the transverse direction, the safety  $\gamma_Q = 1,1$  in relation to the traffic loads may be verified using nonlinear methods or the yield line theory. The remaining prestressing steel area  $A_{p,r}$  may be set not smaller than  $0,20 \cdot A_p$ . In addition, an overall engineering assessment should always be conducted.

The simplified method for the stochastic verification of the structural behaviour with prior-warning due to concrete cracking on the system level was unchanged retained since a lack of knowledge about the actual condition of the prestressing steels in areas without structural behaviour with prior-warning due to concrete cracking cannot be compensated by increasingly complex stochastic methods. For special cases, the possibility was opened to apply more precise advanced stochastic methods within the scope of a level 4 studies by appropriately qualified engineers (e.g. (RAUERT 2018)).

If the structural behaviour with prior-warning cannot be verified or if the minimum value  $A_{p,r}$  should not be applied due to an increased need for safety, strengthening measures can be provided.

### 3.3 Comparative calculations

Calculation studies on the structural behaviour with prior-warning according to the current version of the Handlungsanweisung and taking into account the revision were carried out for two structures in the longitudinal direction of these bridges and compared with each other. When the minimum value for the remaining prestressing steel area  $A_{p,r} = 0.3 \cdot A_p$  is applied, fewer cross-sections without prior-warning result. As expected, the approach of the minimum value of the remaining prestressing steel area has a very favorable effect on the verification of the behaviour with prior-warning on the cross-sectional



level. In the second example, only one cross-section could not be verified. However, the verification could be achieved with the simplified stochastic method.

For the transverse direction of the bridge, exemplary calculations were carried out using the nonlinear method and the yield line theory on the basis of two structures, applying the revised regulations.

## 4 Subject „Fatigue of prestressed reinforcement“

### 4.1 Initial situation

In the 1970s, cracks were discovered at the coupling joints of some prestressed concrete bridges. At the same time, experimental investigations in connection with approval assessments for prestressing systems revealed a particular sensitivity of prestressing steel in anchorages and couplers to cyclic stresses. The first and so far the only case of damage occurred in 1976 with fractures of the prestressing steel at four coupling joints of the Prinzenallee elevated road in Düsseldorf after 18 years of service. This triggered extensive theoretical and experimental research (cf. e.g. (KÖNIG 1986), (ZILCH 2004)).

As primary causes could be determined

- the neglect of temperature differences in the design (coupling joints are usually located in the region of zero moment),
- increased creep and shrinkage losses in the region of the coupling joints due to significantly larger steel cross sections of the couplers compared to the prestressing steel,
- disturbances of the linear strain distribution due to prestressing in construction phases (loading at the free end, unloading inside beam),
- reduced tensile strength in the working joint,
- reduced fatigue strength of the tendons in the couplers.

The mechanical relationships are summarised in figure 1. In the upper part, the moment-stress-diagram shows the occurring prestressing steel stress as a function of the bending moment present. The stress amplitude of the prestressing steel can be tapped here from the differences of corresponding

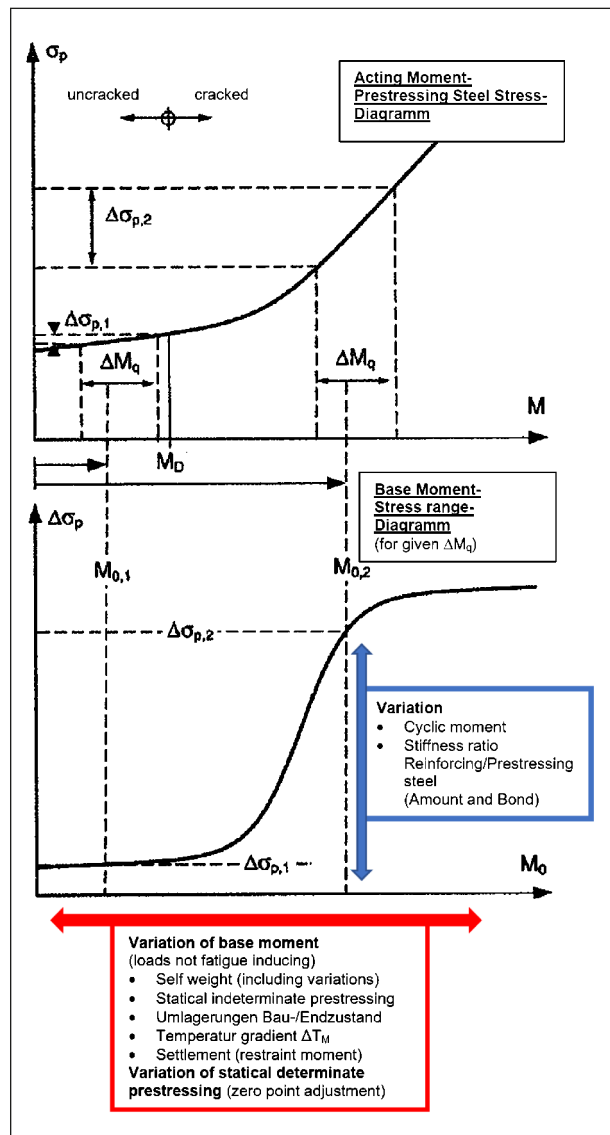


Fig. 1: Relationship between the acting moment and the prestressing steel stress (top) and the relationship between the base moment and the stress range (bottom) for a given cyclic load moment  $\Delta M_q$  with the influencing variables

moments. In the more illustrative base-moment-stress-range-diagram (lower part), the stress amplitude of the prestressing steel follows directly from the acting base moment to a given cyclic load moment.

### 4.2 Implementation in regulations

The damage case that occurred was taken into account in the short term by means of federal decrees and by amendments to the general approvals for prestressing systems (IFBT 1977). Bridges built during the transition period and

according to the following code DIN 4227:1979 do not show any coupling joint problems in the recalculation (MARZAHN 2013). In addition to a greatly improved structural detailing, the following was specified:

- Consideration of temperature differences,
- Factors for losses of prestress in the coupling joints with values between 2,0 and 4,0,
- an additional moment  $\Delta M$  as a safety element.

In the subsequent DIN-Report 102 and DIN Manual, which are based on European principles, the specifications were partly modified and generalised (0,75 times the mean value of the statically determinate prestressing force, characteristic value for the statically indeterminate prestressing effect, frequent value of the temperature effects).

Especially for the evaluation of existing structures, instructions (BASt 1998) were published in 1998, which, in deviation from the DIN 4227:1988 valid at that time, define additional verifications in stages with flat-rate reductions. Measurements on the structure are also referred to.

The recalculation guideline (BMVI 2011/2015) contains the fatigue verifications based on new construction (DIN-Report) and optionally leaves the afore mentioned instructions in force. In addition, the strategy with FLM 4 differentiates the temperature influence in the base moment and adds the quasi-permanent traffic influence as a safety element.

The individual effects resulting from the afore mentioned regulations for determining the base moment and the fatigue-effective traffic load are compiled and then the essential parameters identified using two examples: box girder and T-beam. Possible modifications of the recalculation guideline are derived from these findings.

#### 4.3 Use of measurement technology

In stage 3 of the instructions for coupling joints resp. of the recalculation guideline, structure-related assumptions determined by measurements can be included in the verification of the fatigue of prestressing steel at coupling joints. The aim is to replace conservative parameters in the theoretical verification (e.g. local stress losses, temperature gradient) with realistic ones.

The practical implementation of the monitoring task is explained by means of two case studies (WEIHER 2015). Despite comparatively high monitoring expenditure, the expected value of the costs for monitoring and repair is significantly lower than the expected value for repairs based only on the results of calculations. This is due to the (justifiably) conservative assumptions made there on uncertain parameters (ZILCH 2009).

#### 4.4 Modification of the recalculation guideline for the scope „coupling joints“

For the scope of coupling joints, minor editorial adjustments and technical additions are proposed. Furthermore, the annual distribution of the temperature stress may also be taken into account for FLM 3 similar to the verification with FLM 4 with a correction coefficient  $\lambda_T$ :

$$\lambda_T^{k_2} = \sum_{\Delta T = \min \Delta T}^{\max \Delta T} \lambda_{T, \Delta T} \cdot \left( \frac{\Delta \sigma_{\Delta T}}{\Delta \sigma_{ref}} \right)^{k_2}$$

$k_2$	exponent of the Wöhler-line of the prestressing steel, for couplings $k_2 = 5$
$\lambda_{T, \Delta T}$	annual occurrence probability of the temperature difference $\Delta T_M$ according to Table 12.3 of the guideline
$\Delta \sigma_{\Delta T} / \Delta \sigma_{ref}$	stress amplitude during the passage of the standard vehicle according to FLM 3 with simultaneous action of the associated $\Delta T_M$ resp. reference temperature $\Delta T_{M, ref}$

A sample calculation for an example bridge is used to carefully document and explain the procedure.

### 5 Selected references

- (BMV 1993) Empfehlung zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden. BMV, Anlage zum Erlass vom 27. Oktober 1993 – BW 21/52.12.01/92 BAW 93, Juli 1993.
- (BASt 1998) BASt: Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter

- Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken. (1998).
- (BERTRAM 2002) Bertram, D. et al.: Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrissskorrosion an vergütetem Spannstahl in nachträglichem Verbund. Beton- und Stahlbetonbau (97) 2002, Heft 5, S. 236-238.
- (BMVBS 2011) Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion). BMVBS, 06/2011.
- (BMVI 2011/2015) Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe BMVBS 05/2011 und 1. Ergänzung. 04/2015.
- (FREUNDT 2018) Freundt, U. et al.: Methodik zur Entwicklung neuer Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung des Brückenbestandes. Schlussbericht FE 15.0587/2012/FRB.
- (GEISLER 2018) Geißler, K, et al.: Zukunftssicherheit der Ermüdungslastmodelle nach DIN EN 1991-2. Schlussbericht FE 15.0629/2016/FRB.
- (IFBT 1977) Institut für Bautechnik: Geänderte Fassung der Zulassungsbescheide für Spanungsverfahren. Mitteilung IfBt 2/1977, Seite 37.
- (ISECKE 1995) Isecke, B. et al.: Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrissskorrosion. Beton- und Stahlbetonbau (90) 1995, Heft 5, S. 120-123.
- (KÖNIG 1986) König, G.; Gerhardt, H.-Ch.: Beurteilung der Betriebsfestigkeit von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich unter besonderer Berücksichtigung einer möglichen Rissbildung. DAfStb, Heft 370. Berlin: Ernst 1986.
- (KÖNIG 1998) König, G. et al.: Neue Erkenntnisse über die Sicherheit im Spannbetonbau. Der Prüfenieur, Oktober 1998, S. 46-56.
- (LINGEMANN 2010) Lingemann, J. et al.: Die neue Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung des Ankündigungsverhaltens von älteren Brückenbauwerken mit spannungsrissskorrosionsempfindlichen Spannstahl. Bauingenieur (85), Heft 7/8, 2010.
- (MARZAHN 2013) Marzahn, G. et al.: Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton. In: Betonkalender 2013. Berlin: Ernst & Sohn 2013.
- (MARZAHN 2015) Marzahn, G. et al.: Die Nachrechnung von Betonbrücken – Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. In: Betonkalender 2015. Berlin: Ernst & Sohn 2015.
- (NÜRNBERGER 2003) Schäden an Spannbetonbauwerken. In: Betonbauwerke, Schriftenreihe des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, Band 2, 2003.
- (RAUERT 2018) Rauert, T.; Zehetmaier, G. (2018): Alternatives stochastisches Nachweisverfahren für den Spannungsrissskorrosionsnachweis von Straßenbrücken. In: Beton- und Stahlbetonbau (113) 2018, Heft 11, S. 807-820.
- (WEIHER 2015) Weiher, H. et al.: Monitoring-basierter Nachweis der Spannstahlermüdung an den Koppelfugen der Köhlbrandbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 8.
- (WÖLFEL 1992) Wölfel, E.: Einzelne Spannbetonbauteile möglicherweise durch verzögerte Spannstahlbrüche gefährdet. In: Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), Heft 6.
- (ZILCH 2004) Zilch, K. et al.: Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken. In: Betonkalender 2004. Berlin: Ernst 2004.
- (ZILCH 2009) Zilch, K. et al.: Monitoring im Betonbau. In: Betonkalender 2009. Berlin: Ernst 2009.

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	13	3.2	Überarbeitung der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion .....	35
1.1	Problemstellung .....	13	3.2.1	Überarbeitung der Notationen und Dokumentenform .....	35
1.2	Zielsetzung und Vorgehen .....	13	3.2.2	Überarbeitung der Vorgaben zu den Einwirkungen (Kapitel 4) .....	36
<b>2</b>	<b>Einwirkungen</b> .....	13	3.2.3	Überarbeitung der Vorgaben zu den Tragwiderständen (Kapitel 5) .....	36
2.1	Statische Lastmodelle .....	13	3.2.4	Überarbeitung für Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Quer- schnittsebene (Kapitel 6) .....	37
2.1.1	DIN 1072:1967 und DIN 1072:1985 ...	13	3.2.5	Überarbeitung für den stochastischen Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Systemebene (Kapitel 7) .....	38
2.1.2	DIN-Fachbericht 101/DIN EN 1991-2 ..	15	3.3	Vorschlag für die Brückenquer- richtung .....	39
2.1.3	Nachrechnungsrichtlinie und Weiterentwicklung .....	16	3.3.1	Allgemein .....	39
2.2	Ermüdungslastmodelle und Nachweisstrategien .....	17	3.3.2	Fließgelenklinientheorie (Bruchlinientheorie) .....	39
2.2.1	DIN 1072:1985 bzw. Handlungs- anweisung Koppelfugen .....	17	3.3.3	Nichtlineare Plattenberechnung .....	39
2.2.2	DIN-Fachbericht 101 bzw. Eurocode DIN EN 1991-2 und Nachrechnungs- richtlinie .....	18	3.4	Festlegung eines Mindestwertes für die Restspannstahlfläche $A_{p,r}$ .....	39
2.3	Temperatureinwirkungen .....	21	3.4.1	Ausgangslage .....	39
2.3.1	Historische Normen .....	21	3.4.2	Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens .....	39
2.3.2	DIN 1072:1985 .....	21	3.4.3	Weitere Bewertungskriterien .....	41
2.3.3	DIN-Fachbericht 101 bzw. Eurocode DIN EN 1991-1-5 .....	21	3.4.4	Vorhalten zusätzlicher Reserven als Alternative .....	42
2.3.4	Handlungsanweisungen und Nach- rechnungsrichtlinie .....	23	3.4.5	Möglichkeiten des Einsatzes von Messtechnik .....	43
<b>3</b>	<b>Themenbereich „spannungsrisss- korrosionsgefährdeter Spannstahl“</b> ..	24	3.5	Vergleichsrechnungen für die Brückenlängsrichtung .....	44
3.1	Stand des Wissens .....	24	3.5.1	Beispiel „Lange Straße“ in Dortmund ...	44
3.1.1	Ausgangslage .....	24	3.5.2	Beispiel „Krähwinklerbrücke“ im Zuge der L412 .....	61
3.1.2	Einflüsse auf die Tragsicherheit von Spannbetonbrücken .....	27	<b>4</b>	<b>Themenbereich „Ermüdung vorgespannter Bewehrung“</b> .....	72
3.1.3	Kriterien zur Beurteilung der Gefähr- dung bei bereichsweise fehlendem Ankündigungsverhalten .....	29	4.1	Ausgangslage .....	72
3.1.4	Besonderheiten beim Nachweis des Ankündigungsverhaltens .....	29	4.2	Übersicht zum Stand des Wissens ...	73
3.1.5	Schnittgrößenumlagerungen .....	34			
3.1.6	Stochastisches Verfahren .....	34			
3.1.7	Abschließende Bewertung .....	35			



4.2.1	Vorbemerkung . . . . .	73	<b>5 Zusammenfassung</b> . . . . .	138
4.2.2	Verhalten des Verbundquerschnittes . .	73	<b>Literatur</b> . . . . .	139
4.2.3	Ermüdungsverhalten des Stahles . . . .	74	<b>Bilder</b> . . . . .	142
4.3	Umsetzung in Regelwerken . . . . .	75	<b>Tabellen</b> . . . . .	146
4.3.1	Sofortmaßnahmen . . . . .	75		
4.3.2	Erhöhungsfaktoren $f$ für Spannkraft- verluste in den Zulassungen ab 1983 .	76		
4.3.3	Spannbetonnorm DIN 4227-1:1979 und DIN 4227-1:1988 . . . . .	76	Die Anhänge A und B zum Bericht sind im elektroni- schen BAST-Archiv ELBA unter <a href="https://bast.opus.hbz-nrw.de">https://bast.opus.hbz-nrw.de</a> abrufbar.	
4.3.4	Handlungsanweisung Koppelfugen 1998 . . . . .	77		
4.3.5	DIN-Fachbericht 101 und 102 . . . . .	78		
4.3.6	Nachrechnungsrichtlinie 2011/2015 . . .	79		
4.3.7	DIN EN 1991-2/NA und DIN EN 1992-2/NA (DIN-Handbücher) . . . .	81		
4.3.8	Vergleichende Gegenüberstellung . . . .	82		
4.4	Rechnungen zur Parameter- identifikation . . . . .	84		
4.4.1	Vorbemerkung . . . . .	84		
4.4.2	Beispiel 1 – Hohlkastenbrücke . . . . .	84		
4.4.3	Beispiel 2 – Plattenbalkenbrücke . . . .	93		
4.4.4	Bewertung der Parameter . . . . .	98		
4.4.5	Erkenntnisse zur Fortschreibung . . . . .	103		
4.5	Einsatz von Messtechnik . . . . .	104		
4.5.1	Einleitung . . . . .	104		
4.5.2	Entwicklung der Monitoringaufgabe . . .	105		
4.5.3	Monitoringkonzept . . . . .	107		
4.5.4	Sensorik und Datenerfassung . . . . .	107		
4.5.5	Datenreduktion und -aufbereitung . . . .	109		
4.5.6	Implementierung der Ergebnisse in den rechnerischen Nachweis . . . . .	110		
4.5.7	Fallbeispiel 1: Innbrücke bei Passau . . .	111		
4.5.8	Fallbeispiel 2: Brücke über die Elbe, Hamburg . . . . .	122		
4.5.9	Fazit . . . . .	130		
4.6	Vergleichsrechnungen mit den Vorschlägen zur Modifizierung . . . . .	131		
4.6.1	Stufe 1 . . . . .	132		
4.6.2	Stufe 2 . . . . .	134		

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Der technische Fortschritt und neue Erkenntnisse hinsichtlich des Verhaltens von Bauwerken sowie politische Vorgaben (Vereinheitlichung der Normen in Europa) führen immer wieder zu Fortschreibungen und auch zu grundlegenden Veränderungen der bestehenden Normenregeln. Für den Neubau sind veränderte Regeln problemlos anwendbar. Für Bauwerke im Bestand führen solche Veränderungen häufig auf rechnerische Unzulänglichkeiten.

Für die Bewertung der Zukunftsfähigkeit bestehender älterer Straßenbrücken auf Basis der Strategie zur Brückenmodernisierung ist die Nachrechnung bestehender Bauwerke nach einheitlichen Regeln eine wesentliche Voraussetzung. Vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) wurde hierfür im Jahr 2011 die „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“ (BMVBS 2011b) bekannt gegeben und im Jahr 2015 (BMVI 2015) ergänzt. Für zwei spezielle schon länger bekannte Problemstellungen älterer Spannbetonbrücken, nämlich zur Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung (Koppelfugen, Kofu) und zur Spannungsrissskorrosionsgefährdung spezieller Spannstähle mit besonders hoher Empfindlichkeit (SpRk) waren zuvor bereits Handlungsanweisungen (BMVBS 2011a), (BASt 1998) eingeführt worden, auf die in der Nachrechnungsrichtlinie verwiesen wird. Die vorgenannten Regelungen beruhen jeweils im Wesentlichen auf den normativen Regeln zum Zeitpunkt ihrer Erarbeitung, dem zugehörigen Stand des Wissens und der entsprechenden Notation. Sie sind daher nur unabhängig voneinander anwendbar. Die Bearbeitung und der Ergebnisvergleich nach heutigem Stand der Normung werden auch darüber hinaus dadurch erschwert, dass keine einheitlichen Last- und Sicherheitsmodelle verwendet sind.

## 1.2 Zielsetzung und Vorgehen

Gesamtziel des Projektes ist ein Konzept zur Integration der Handlungsanweisungen (Kofu) und (SpRk) in die Nachrechnungsrichtlinie, damit ein einheitliches Nachweis- und Sicherheitskonzept für eine geschlossene Bewertung bestehender Bauwerke entsteht. Es werden zunächst die vorgenannten Handlungsanweisungen hinsichtlich Notationen, Sicherheitskonzept und Stand der Technik überprüft und entsprechend aktualisiert und ange-

passt. Hierzu zählen u. a. die Ansätze und Annahmen zu den Materialparametern und den Einwirkungen wie Verkehr und Temperatur. Zudem werden mögliche Weiterentwicklungen erarbeitet und Vorschläge zur Erweiterung bzw. Änderung der Nachrechnungsrichtlinie erstellt.

Die auf Grundlage des heutigen Wissensstandes eingearbeiteten Aktualisierungen und Änderungsvorschläge werden im Nachgang durch Vergleichsrechnungen an realen Brückenbauwerken dargestellt. Etwaige Abweichungen werden anschließend identifiziert und deren Auswirkungen analysiert.

Sämtliche vorgenommenen Aktualisierungen, Änderungen und Anpassungen, egal ob inhaltlich oder lediglich die Formatierung des Dokuments betreffend, werden in vorliegendem Bericht ausführlich dokumentiert und nachvollziehbar aufbereitet.

# 2 Einwirkungen

## 2.1 Statische Lastmodelle

### 2.1.1 DIN 1072:1967 und DIN 1072:1985

Den Nachweisen nach den Handlungsanweisungen liegen die älteren Normen zu Grunde. Daher soll zunächst ein kurzer historischer Überblick gegeben werden.

Die Straßen- und Wegbrücken werden je nach Belastbarkeit in Brückenklassen eingeteilt, zugeordnet zu der Bedeutung der Straße (vgl. rechte Spalte in Tabelle 2-2). In der Normenausgabe 1967 wird die Brückenfläche aufgeteilt in eine Hauptspur von 3 m Breite und die außerhalb der Hauptspur liegende Fläche. In der Hauptspur ist ein Schwerlastwagen (SLW) anzusetzen (vgl. Bild 2-1, Tabelle 2-1), der dann die Brückenklasse bestimmt: Brückenklasse 60 mit einem SLW 60 bzw. Brückenklasse 30 mit

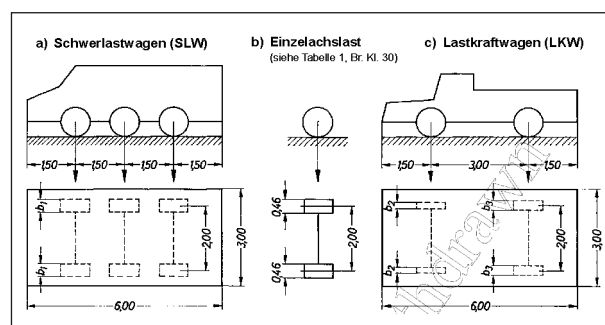


Bild 2-1: Maße der Regelfahrzeuge, Achsabmessungen und Radaufstandsweiten in m (Bild 1 aus DIN 1072:1967)

einem SLW 30. Außerhalb des Fahrzeugs ist die Hauptspur und die restliche Brückenfläche mit Flächenlasten zu belegen (siehe Tabelle 2-2).

In der Normenausgabe 1985 wird zusätzlich eine Nebenspur eingeführt, die unmittelbar neben der

Hauptspur liegt und ebenfalls 3 m breit ist. In der Nebenspur ist ein weiterer Schwerlastwagen SLW 30 neben dem auf der Hauptspur aufgestellten Regelfahrzeug anzuordnen. Damit entstehen die Brückenklassen 60/30 oder 30/30.

Schwerlastwagen (SLW)				Lastkraftwagen (LKW)					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Brücken- klasse	Gesamt- last  Mp	Radlast  Mp	Aufstands- breite $b_1$  m	Brücken- klasse	Gesamt- last  Mp	Vorderräder		Hinterräder	
						Radlast  Mp	Aufstands- breite $b_2$  m	Radlast  Mp	Aufstands- breite $b_3$  m
<b>Regelklassen</b>									
60	60	10,0	0,60	12	12	2,0	0,20	4,0	0,30
30*)	30	5,0	0,40						
*) Bei der Brückenklasse 30 sind Querträger und Zwischenquerträger mit einem Abstand bis zu 2,0 m und Längsträger sowie Platten mit einer Stützweite bis zu 7,0 m außerdem für eine Achslast von 13 Mp nach Bild 1b zu berechnen (siehe Erläuterungen, DIN 1072 Beiblatt).									
<b>Zwischenklassen (nur für das Nachrechnen bestehender Brücken)</b>									
45	45	7,5	0,50	16 <sup>1)</sup>	16	3,0	0,26	5,0	0,40
24	24	4,0	0,30	9	9	1,5	0,18	3,0	0,26
				6	6	1,0	0,14	2,0	0,20
				3	3	0,5	0,14	1,0	0,20
Aufstandslänge der Radlast in Fahrtrichtung = 0,20 m; Aufstandsfläche jedes Rades in m <sup>2</sup> = 0,20 × Aufstandsweite in m									

Tab. 2-1: Lasten und Aufstandsweiten der Regelfahrzeuge und der Einzelachslast (Tabelle 1 aus DIN 1072:1967)

1	2	3	4	5	6	7	
Brücken- klasse	Rechnerische Hauptspur = 3,0 m Breite					Außerhalb der Hauptspur gleichmäßig verteilte Flächenlast $p_2$ Mp/m <sup>2</sup>	Vorzeichen für Brücken in: <sup>2)</sup>
	Regelfahrzeug			Gleichmäßig verteilte Flächenlast $p_1$ Mp/m <sup>2</sup>			
	Kurz- zeichen	Gesamt- last  Mp	Ersatz- flächenlast  $p'$ Mp/m <sup>2</sup>				
<b>Verkehrs-Regellasten der Regelklassen</b>							
60	SLW	60	3,33	0,50	0,30	BAB, B, L, S <sup>3)</sup>	
30	SLW	30	1,67	0,50	0,30	K, G, S <sup>3)</sup> , W <sub>S</sub>	
12	LKW	12	0,67	0,40	0,30	W <sub>L</sub>	
<b>Verkehrs-Regellasten der Zwischenklassen (nur für das Nachrechnen bestehender Brücken)</b>							
45	SLW	45	2,50	0,50	0,30		
24	SLW	24	1,33	0,50	0,30		
16 <sup>1)</sup>	LKW	16	0,89	0,50	0,30		
9	LKW	9	0,50	0,40	0,30		
6	LKW	6	0,40	0,40	0,20		
3	LKW	3	0,30	0,30	0,20		

Tab. 2-2: Verkehrs-Regellasten (Tabelle 2 aus DIN 1072:1967)

Alle Lasten der Hauptspur sind entsprechend der Spannweite  $l_\varphi$  zudem mit dem Schwingbeiwert  $\varphi$  zu multiplizieren. Dieser beträgt bei Straßenbrücken aller Bauweisen ohne Überschüttung:

$$\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot l_\varphi \geq 1 \quad (2-1)$$

mit  $l_\varphi$  maßgebende Länge in m.

Für den Nachweis des Ankündungsverhaltens ist gemäß der Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion, Ausgabe 06/2011 (BMVBS 2011a) das der Ausführungsstatik bzw. der letzten Einstufungsberechnung zu Grunde gelegte Verkehrslastmodell nach DIN 1072 zu berücksichtigen. I. d. R. soll dieses das Lastmodell für die Brückenklasse 60 mit Berücksichtigung des Schwingbeiwertes  $\varphi$  sein (BMVBS 2011a).

Bei der Brückenklasse 60 wird auf der Hauptspur ein SLW60 und eine Flächenlast von  $5,0 \text{ kN/m}^2$  vor und hinter dem SLW sowie auf den Nebenspuren eine Flächenlast von  $3,0 \text{ kN/m}^2$  angeordnet (vgl. Bild 2-1, Tabelle 2-1, und Tabelle 2-2).

### 2.1.2 DIN-Fachbericht 101/DIN EN 1991-2

Der auf den europäischen Vornormen beruhende DIN-Fachbericht und die europäische Norm DIN EN 1991-2 enthalten verschiedene Lastmodelle für die statischen vertikalen Verkehrslasten. Das in der Praxis im allgemeinen angewendete Hauptmodell wird als Lastmodell 1 (LM1) bezeichnet und besteht aus zwei Einzellasten im Abstand  $1,2 \text{ m}$  (Doppelachse bzw. Tandem TS) und gleichmäßig verteilten Lasten (UDL). Auf der Brückenfläche werden  $3 \text{ m}$  breite Fahrspuren eingeteilt. Jede Fahrspur wird mit einer Flächenlast und einer Doppelachse belegt

(siehe Bild 2-2). Die Grundwerte der Lasten sind in der Tabelle 2-3 angegeben. Im Gegensatz zur DIN 1072 enthalten diese bereits den Schwingbeiwert und die Doppelachsen werden zusätzlich zur Flächenlast angesetzt. Zur Anpassung an nationale und örtliche Gegebenheiten werden die vorgenannten Grundwerte mit Anpassungsfaktoren  $\alpha$  multipliziert. Diese Anpassungsfaktoren sind unterschiedlich in dem DIN-Fachbericht 101 und in DIN EN 1991-2/NA geregelt. Sie sind ebenfalls in der Tabelle 2-3 angegeben.

In Deutschland hat sich als Kurzbezeichnung LM1 für das Lastmodell LM1 mit den Anpassungsfaktoren nach DIN-Fachbericht 101 und die Kurzbezeichnung LMM für das Lastmodell LM1 mit den Anpassungsfaktoren des nationalen Anhangs DIN EN 1991-2/NA eingebürgert, wie sie in der Nachrechnungsrichtlinie beschrieben sind.

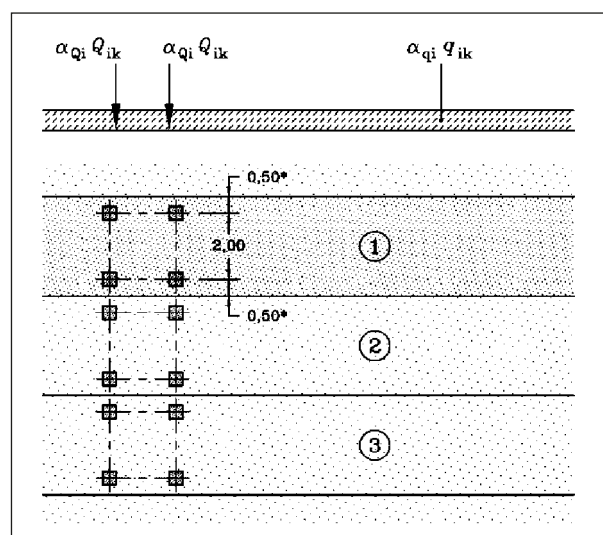


Bild 2-2: Anwendung des Lastmodells 1 (nach Bild 4.2a DIN EN 1991-2)

Stellung	Doppelachse TS			Gleichmäßig verteilte Last UDL		
	Achslast	Anpassungsfaktor $\alpha_{qi}$		Flächenlast	Anpassungsfaktor $\alpha_{qi}, \alpha_{qr}$	
	$Q_{ik}$ [kN]	DIN-Fach- bericht 101	DIN EN 1991-2/NA	$q_{ik}$ bzw. $q_{rk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	DIN-Fach- bericht 101	DIN EN 1991-2/NA
Fahrstreifen 1	300	0,8	1,0	9,0	1,0	1,333
Fahrstreifen 2	200	0,8	1,0	2,5	1,0	2,4
Fahrstreifen 3	100 <sup>1)</sup>	-	1,0	2,5	1,0	1,2
Andere Fahrstreifen	0	-		2,5	1,0	1,2
Restfläche	0	-		2,5	1,0	1,2

<sup>1)</sup> Nur in DIN EN 1991-2

Tab. 2-3: Verkehrs-Regellasten (Zusammenstellung aus DIN-Fachbericht 101 und DIN EN 1991-2 inklusive DIN EN 1991-2/NA)

Es muss an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, dass parallel zur deutlichen Erhöhung der statischen Vertikallasten in DIN EN 1991-2/NA gleichzeitig für den Grenzzustand der Tragfähigkeit der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q$  hierfür auf 1,35 in DIN EN 1990 (siehe (DIN EN 1990/NA/A1:2012-08), (DIN-Handbuch EC 1)) abgesenkt wurde.

**2.1.3 Nachrechnungsrichtlinie und Weiterentwicklung**

Entsprechend der Nachrechnungsrichtlinie (BMVBS 2011b) wird für die vertikale Verkehrseinwirkung ein Ziellastniveau (LM – Ziel) in Abhängigkeit des durchschnittlichen täglichen Schwerverkehrs (DTV-SV) sowie der Verkehrsart definiert. Je nach Anzahl der Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung ergibt sich das zu definierende Ziellastniveau gemäß der Tabellen 10.1 bzw. 10.2 der Nachrechnungsrichtlinie (vgl. Tabelle 2-4 in Verbindung mit Bild 2-3 und Tabelle 2-5 in Verbindung mit Bild 2-4).

		1	2	3
		Verkehrsart		
		Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
1	DTV-SV < 2.000	LM1 <sup>1)</sup>	BK60/30	BK60 <sup>2) 3)</sup>
2	2.000 ≤ DTV-SV < 20.000		LM1 <sup>1)</sup>	BK60/30
3	DTV-SV ≥ 20.000			LM1 <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Alternativ zu LM1 kann LMM angesetzt werden.  
<sup>2)</sup> Bei Einfeld- und Durchlaufsystemen darf für Einzelstützweiten bis zu 25 m als Ziellastniveau BK30/30 angesetzt werden.  
<sup>3)</sup> Wenn durch eine genauere Verkehrsuntersuchung eine wesentlich günstigere Verkehrszusammensetzung festgestellt wird, darf als Ziellastniveau BK30/30 angesetzt werden.

Tab. 2-4: Ziellastniveau für Brücken mit Straßenquerschnitten von zwei oder mehr Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung (Tabelle 10.1 aus (BMVBS 2011b))

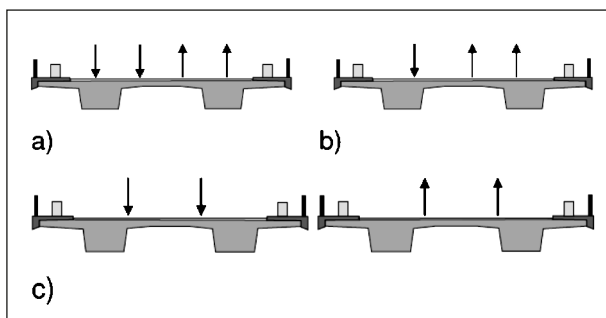


Bild 2-3: Brücken mit Straßenquerschnitten von zwei oder mehr Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung (Bild 10.1 aus (BMVBS 2011b))

Die somit in Abhängigkeit der jeweiligen Randbedingungen möglichen Ziellastniveaus gemäß Nachrechnungsrichtlinie (BMVBS 2011b) entspringen also insgesamt vier unterschiedlichen Dokumenten:

- DIN 1072:1967
  - BK60
- DIN 1072:1985
  - BK60/30
  - BK30/30
- DIN-Fachbericht 101:2009
  - LM1
- DIN EN 1991-2:2010 + NA:2013
  - LMM

Dieser historisch bedingte Umstand ist im Hinblick auf die Harmonisierung der Dokumente und Integration der Handlungsanweisungen Spannungsrisskorrosion und Dauerhaftigkeit in die Nachrechnungsrichtlinie nicht zielführend und für die zukünftige Nutzung nicht anwenderfreundlich.

Aus diesem Grund werden im Rahmen von FE-Projekten der BAST (FREUNDT 2018), (GEISSLER 2018) Vorschläge entwickelt, um die für die Nachrechnung bestehender Brücken anzusetzenden Ziellastniveaus einfacher und übersichtlicher zu de-

Fahrstreifen je Fahrtrichtung		1	2	3
		Verkehrsart		
		Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
1	DTV-SV < 2.000	BK60/30	BK60	BK30/30
2	DTV-SV ≥ 2.000	LM1 <sup>1)</sup>	BK60/30	BK60

<sup>1)</sup> Alternativ zu LM1 kann LMM angesetzt werden.

Tab. 2-5: Ziellastniveau für Brücken mit Straßenquerschnitten von nicht mehr als einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung (Tabelle 10.2 aus (BMVBS 2011b))

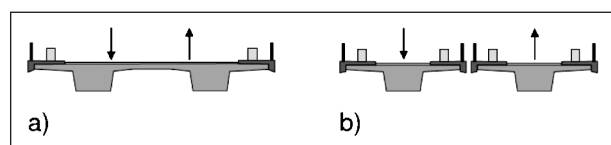


Bild 2-4: Brücken mit Straßenquerschnitten von nicht mehr als einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung (Bild 10.2 aus (BMVBS 2011b))

DTV-SV	Verkehrsart					
	Große Entfernung		Mittlere Entfernung		Ortsverkehr	
	Bisheriges Ziellastniveau	LM1 <sub>DIN-FB101</sub> bezogenes Ziellastniveau	Bisheriges Ziellastniveau	LM1 <sub>DIN-FB101</sub> bezogenes Ziellastniveau	Bisheriges Ziellastniveau	LM1 <sub>DIN-FB101</sub> bezogenes Ziellastniveau
DTV-SV < 1.000	LM1	0,90 * LM1	BK60/30	0,75 * LM1	BK60	0,65 * LM1
1.000 ≤ DTV-SV < 2.000		0,95 * LM1		0,75 * LM1		0,65 * LM1
2.000 ≤ DTV-SV < 10.000		1,00 * LM1	LM1	0,80 * LM1	BK60/30	0,70 * LM1
10.000 ≤ DTV-SV < 20.000		1,00 * LM1		0,80 * LM1		0,70 * LM1
20.000 ≤ DTV-SV < 50.000		1,00 * LM1	-	-	-	-

Tab. 2-6: Vorschlag für Tabelle 10.1 der Nachrechnungsrichtlinie mit Bezugslastmodell LM1<sub>DIN-FB</sub> (Tabelle 28 aus (FREUNDT 2018)) – (zwei oder mehr Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung)

DTV-SV	Verkehrsart					
	Große Entfernung		Mittlere Entfernung		Ortsverkehr	
	Bisheriges Ziellastniveau	LM1 <sub>DIN-FB101</sub> bezogenes Ziellastniveau	Bisheriges Ziellastniveau	LM1 <sub>DIN-FB101</sub> bezogenes Ziellastniveau	Bisheriges Ziellastniveau	LM1 <sub>DIN-FB101</sub> bezogenes Ziellastniveau
DTV-SV < 1.000	BK60/30	0,75 * LM1	BK60	0,70 * LM1	BK30/30	0,60 * LM1
1.000 ≤ DTV-SV < 2.000		0,80 * LM1		0,75 * LM1		0,65 * LM1
2.000 ≤ DTV-SV < 10.000	LM1	0,95 * LM1	BK60/30	0,85 * LM1	BK60	0,70 * LM1
10.000 ≤ DTV-SV < 20.000		1,00 * LM1		0,90 * LM1		0,75 * LM1

Tab. 2-7: Vorschlag für Tabelle 10.2 der Nachrechnungsrichtlinie mit Bezugslastmodell LM1<sub>DIN-FB</sub> (Tabelle 29 aus (FREUNDT 2018)) – (nicht mehr als einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung)

finieren. Hierbei sollen die Ziellastniveaus in Abhängigkeit der Verkehrsstärke und Verkehrsart für die alten Brückenklassen durch eine Modifikation des Lastmodells LM1 gemäß DIN-FB 101 mit sogenannten  $f_i$ -Faktoren äquivalent abgebildet werden ( $f_i \cdot LM1$  mit  $f_i \leq 1,0$ ). Eine Übersicht der vorgeschlagenen Werte kann den Tabellen 2-6 und 2-7 entnommen werden.

Die Vorschläge basieren auf einer Modifikation bzw. Erweiterung der Tabellen 10.1 und 10.2 der Nachrechnungsrichtlinie.

Prinzipiell ist mit einem einzigen  $f_i$ -Faktor eine Bezugnahme auf bestehende EC-konforme Lastmodelle möglich. Nachteilig für die Verwendung nur eines Bezugsfaktors ist, dass alle Grundwerte des LM1<sub>DIN-FB</sub>-Lastmodells abgesenkt werden, was i. d. R. zu kleineren Lasten der Tandemsysteme führt (FREUNDT 2018). Die Auswirkungen werden in dem vorliegenden Dokument an konkreten Berechnungsbeispielen überprüft.

## 2.2 Ermüdungslastmodelle und Nachweisstrategien

### 2.2.1 DIN 1072:1985 bzw. Handlungsanweisung Koppelfugen

Für die Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit sind Ermüdungslastmodelle erforderlich.

Die Handlungsanweisung Koppelfugen (BASt 1998) benutzt das in der damaligen gültigen DIN 1072:1985 im Abschnitt 3.3.8 Verkehrslasten zum Nachweis der Dauerschwingbeanspruchung enthaltene Modell. Dort heißt es:

„Für in den Bemessungsnormen geforderte Nachweise der Schwingbreite sind die Schwankungen der Beanspruchung infolge häufig wechselnder Verkehrslast aus den Verkehrsregellasten (einschließlich Schwingbeiwert) unter Abminderung mit einem Beiwert  $\alpha$  nach Bild 1 zu berechnen.“ In Bild 1 wird der Beiwert  $\alpha$  in Abhängigkeit der Brücken-



klassen 60/30 und 30/30 über der Stützweite angegeben. Für die im Zusammenhang mit Koppelfugen allein interessierenden größeren Stützweiten über 10 m ist der Beiwert  $\alpha$  mit 0,5 für beide Brückensklassen festgesetzt. D. h. die Schwingbreite ergibt sich aus der halben Verkehrsregellast.

Im zugehörigen Beiblatt (DIN 1072-Beiblatt 1:1986) wird nochmals darauf hingewiesen, dass diese Festlegung vereinfacht und für einen Dauerfestigkeitsnachweis bestimmt sowie die Lastkollektive, die für Betriebsfestigkeitsnachweise geeignet sind, einer späteren Weiterentwicklung der Norm vorbehalten sind.

### 2.2.2 DIN-Fachbericht 101 bzw. Eurocode DIN EN 1991-2 und Nachrechnungsrichtlinie

In dem nachfolgenden DIN-Fachbericht 101 bzw. Eurocode DIN EN 1991-2 sind fünf verschiedene Lastmodelle für Ermüdungsberechnungen enthalten.

Im Lastmodell 1 für Ermüdung (ELM 1) wird die Ermüdungsbeanspruchung aus dem statischen Lastmodell LM1 abgeleitet. In den Ermüdungslastmodellen 2 bis 4 werden Gruppen von Lastkraftwagen bzw. einzelne Fahrzeugmodelle für die Berechnung benutzt. Die für Dauerfestigkeit konzipierten Ermüdungslastmodelle ELM 1 und ELM 2 sind in Deutschland nicht anzuwenden. Das auf Verkehrszählungen basierende Ermüdungslastmodell 5 soll in Deutschland im Neubau ebenfalls nicht angewendet werden.

Die Ermüdungslastmodelle ELM 1 bis ELM 4 behalten dynamische Vergrößerungsfaktoren bei Annahme einer guten Belagsqualität (vgl. DIN EN 1991-2, Satz 4.6.1 (6)). Ein zusätzlicher Vergrößerungsfaktor  $\Delta\varphi_{fat}$  für vertikale Verkehrslasten ist bei Nachweisen in einem 6 m Bereich von Fahrbahnübergängen bzw. Dehnfugen zu berücksichtigen. Es gilt mit  $D$  (in Metern) für den Abstand des Nachweisschnitts zum Fahrbahnübergang:

$$\Delta\varphi_{fat} = 1 + 0,3 * \left(1 - \frac{D}{6}\right) \geq 1 \quad (2-1)$$

Für die Ermüdungslastmodelle 3 und 4 wird die Anzahl der Überfahrten durch den Wert  $N_{obs}$  pro Jahr und Fahrstreifen mit Lkw-Verkehr dargestellt. Alle weiteren Fahrstreifen sollen mit 10 % von  $N_{obs}$  berücksichtigt werden.

Die in der Lastnorm für die Betriebsbelastung angegebenen Ermüdungslastmodelle ELM 3 (Einzelfahrzeugmodell) und ELM 4 (Gruppe von Standardfahrzeugen) sind in weiten Bereichen nicht selbstständig nutzbar, sondern müssen mit der Bemessungsseite als Nachweisstrategien – Verknüpfung von Lasten und Bauteilwiderständen – verbunden werden.

Das Ermüdungslastmodell ELM 3 besteht aus einem Einzelfahrzeug mit 4 Achsen mit einer Achslast von je 120 kN bzw. einer Radlast 60 kN. Die Aufstandsfläche wird mit 40 cm auf 40 cm je Rad angenommen. Das Lastmodell soll in ungünstigsten Stellungen auf dem Überbau platziert werden und so die minimale und maximale Spannung ermittelt werden.

Für Betonbrücken im Neubau wird in der Regel die Ermüdung mit dem Ermüdungslastmodell ELM 3 (Bild 2-5) und dem Verfahren der schädigungsäquivalenten Schwingbreiten nach Anhang NA.NN DIN EN 1992-2/NA nachgewiesen. Dies wird im Folgenden auch als Nachweisstrategie 3 bezeichnet. Dabei sind die Achslasten des Fahrzeugs mit den Faktoren 1,75 (Querschnitte im Stützbereich) und 1,4 (Feldquerschnitte) zu erhöhen. Die daraus berechneten Schwingbreiten sind mit den angegebenen  $\lambda$ -Werten zu multiplizieren und so auf das Bemessungsniveau zum Vergleich mit den Bemessungsfestigkeiten bei einer vorgegebenen Lastwechselzahl zu bringen.

Des Weiteren ist ein Schwingbeiwert  $\varphi_{fat}$  (Versagensbeiwert, der von der Oberflächenrauigkeit abhängt) mit 1,2 für Oberflächen mit geringer Rauigkeit anzusetzen. Die Erhöhungsfaktoren 1,75 bzw. 1,4 sind nach (DANIELEWICZ 1994) erforderlich, um die mit dem ELM 3 berechneten Schwingbreiten an den realen Verkehr (betrachtet wurde der sogenannte Auxerre-Verkehr) anzupassen. Dies ist insbesondere auch wegen der starken Nichtlinearität im Spannbetonbau nötig.

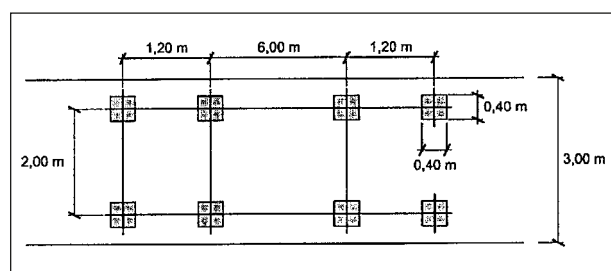


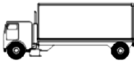


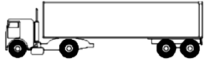

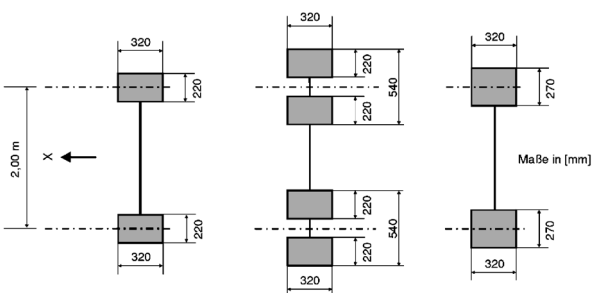
Bild 2-5: Ermüdungslastmodell 3 gemäß DIN-Fachbericht 101 bzw. DIN EN 1991-2

Gemäß der Nachrechnungsrichtlinie (BMVBS 2011b) soll der Nachweis der Ermüdung ebenfalls mit dem Ermüdungslastmodell ELM 3 nach DIN EN 1991-2 und spannungsäquivalenten Schwingbreiten nach DIN EN 1992-2/NA geführt werden.

Alternativ darf der Nachweis gegen Ermüdung durch direkte Berechnung der Schädigung *D* unter Ansatz eines modifizierten Ermüdungslastmodells ELM 4 analog Eurocode 1 mit einer festgelegten Häufigkeit von fünf Standardlastkraftwagen (Tabelle 2-8) geführt werden. Dies wird im Folgenden als Nachweisstrategie 4 bezeichnet. Die Häufigkeiten je Fahrzeug sind nach Zeitraum und Straßenbedeutung angegeben (Tabelle 2-9, Tabelle 2-10 und Tabelle 2-11). Es dürfen auch objektspezifische Untersuchungen, gegebenenfalls komplettiert durch Messungen, erfolgen.

Für die Nachweisstrategie mit Ermüdungslastmodell ELM 4 liegen ebenfalls Untersuchungen zur Abbildung des wirklichen Verkehrs vor. (BUBA 2005) hat festgestellt, dass die Berücksichtigung überschwerer Fahrzeuge durch ein weiteres Fahrzeug eingeführt werden sollte. In der Nachrechnungsrichtlinie wird dies durch eine zusätzliche Flächenbelastung im Grundmoment erfasst.

Die Überprüfung und Weiterentwicklung der Lastmodelle werden in einem von der Bundesanstalt für Straßenwesen beauftragten Forschungsvorhaben untersucht (GEISLER 2018). Diese Erweiterungen beziehen sich aber auf den zukünftigen Verkehr und werden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht betrachtet.

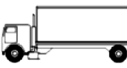

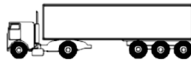
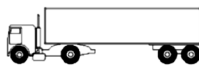

1	2		3	4
Fahrzeugtyp				Rad- bzw. Achstyp
Lkw	Achsabstand m	Achslast kN		
	4,50	70 130		A B
	4,20 1,30	70 120 120		A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90		A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90		A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80		A B C C C
<b>Rad- und Achstyp</b>				

Tab. 2-8: Ermüdungslastmodell 4 gemäß Nachrechnungsrichtlinie (inhaltlich identisch Eurocode)

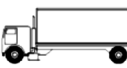

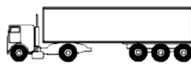
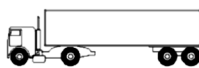



Für die Berechnungen in diesem Forschungsvorhaben ist zunächst die Nachweisstrategie 3 mit Ermüdungslastmodell 3 mit einem Einzelfahrzeug und



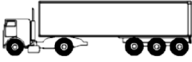
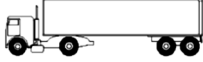

spannungsäquivalenten Schwingbreiten festgelegt. Ergänzend werden einige Untersuchungen mit der Nachweisstrategie ELM 4 durchgeführt.

1	2	3	4	5	6
Zeitraum	bis 1950	1950 – 1970	1970 – 1990	1990 – 2010	ab 2010
$N_{obs}$ je Jahr für Fahrstreifen 1	$0,25 \cdot 10^6$	$0,5 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^6$	$2,0 \cdot 10^6$	$2,5 \cdot 10^6$
Verkehrszusammensetzung in %					
	45	30	20	20	10
	45	20	10	5	5
	-	-	20	50	60
	5	25	30	15	15
	5	25	20	10	10

Tab. 2-9: Modifiziertes Ermüdungslastmodell 4 Verkehrskategorie 1 („Große Entfernung“) gemäß Nachrechnungsrichtlinie Tabelle 10.5 (Spalte 6 verändert gegenüber Eurocode)

1	2	3	4	5	6
Zeitraum	bis 1950	1950 – 1970	1970 – 1990	1990 – 2010	ab 2010
$N_{obs}$ je Jahr für Fahrstreifen 1	$0,05 \cdot 10^6$	$0,1 \cdot 10^6$	$0,25 \cdot 10^6$	$0,5 \cdot 10^6$	$0,6 \cdot 10^6$
Verkehrszusammensetzung in %					
	60	60	50	40	40
	40	30	20	10	10
	-	-	10	30	30
	-	-	15	15	15
	-	10	5	5	5

Tab. 2-10: Modifiziertes Ermüdungslastmodell 4 Verkehrskategorie 2 („Mittlere Entfernung“) gemäß Nachrechnungsrichtlinie Tabelle 10.6 (Spalte 6 entspricht Eurocode)

1	2	3	4	5	6
Zeitraum	bis 1950	1950 – 1970	1970 – 1990	1990 – 2010	ab 2010
$N_{\text{obs}}$ je Jahr für Fahrstreifen 1	$0,05 \cdot 10^6$	$0,1 \cdot 10^6$	$0,25 \cdot 10^6$	$0,5 \cdot 10^6$	$0,6 \cdot 10^6$
Verkehrszusammensetzung in %					
	90	90	90	80	80
	5	5	5	5	5
	-	-	-	5	5
	-	-	-	5	5
	5	5	5	5	5

Tab. 2-11: Modifiziertes Ermüdungslastmodell 4 Verkehrskategorie 3 („Ortsverkehr“) gemäß Nachrechnungsrichtlinie Tabelle 10.7 (Spalte 6 entspricht Eurocode)

## 2.3 Temperatureinwirkungen

### 2.3.1 Historische Normen

In den Lastnormen waren bis 1985 für massive Brücken nur Angaben zur gleichmäßigen Wärmewirkung auf den Überbau und ungleiche Erwärmung einzelner Bauteile (im Ausnahmefall mit  $\pm 5$  K zu berücksichtigen) genannt (vergleiche zum Beispiel DIN 1072:1967). Die in Zusammenhang mit den hier betrachteten Phänomenen wesentliche ungleiche Temperatur (linearer Temperaturunterschied zwischen Ober- und Unterseite) wurde erstmals in die Ausgabe 1985 der DIN 1072:1985 explizit aufgenommen.

Nach Bekanntwerden der Koppelfugenschäden wurde jedoch bereits 1979 in der Bemessungsnorm DIN 4227-1:1979-12 (DIN 4227-1:1979) bei Brücken die Berücksichtigung eines linear verlaufenden Temperaturunterschiedes zwischen Ober- und Unterseite des Tragwerks von 5 K in Haupttragrichtung gefordert.

### 2.3.2 DIN 1072:1985

In der DIN 1072:1985 (DIN 1072:1985) werden zunächst für die Wärmewirkungen die Bezeichnungen „Temperaturschwankung“, „Temperaturunterschied“

und „ungleiche Erwärmung einzelner Bauteile“ erläutert.

Die Temperaturschwankungen und lineare Temperaturunterschiede für Deckbrücken zwischen Ober- und Unterseite sind in der Tabelle 2-12 dargestellt.

Des Weiteren werden für die Überlagerung der Temperaturunterschiede mit ungünstig wirkenden Verkehrslasten angegeben:

- a) Volle Verkehrsregellast mit 0,7-fachem Temperaturunterschied,
- b) 0,7-fache Verkehrsregellast mit vollem Temperaturunterschied.

### 2.3.3 DIN-Fachbericht 101 bzw. Eurocode DIN EN 1991-1-5

Im Zuge der Aktualisierung der Dokumente soll künftig der Ansatz des linearen Temperaturunterschieds  $\Delta T_M$  gemäß (DIN-FB 101:2009) bzw. (DIN EN 1991-1-5:2010) in Verbindung mit (DIN EN 1991-1-5:2010 NA) berücksichtigt werden. Folglich kommt die Tabelle 6.1 aus DIN-FB 101 bzw. Tabelle 6.1 aus DIN EN 1991-1-5 (vgl. Tabelle 2-16 und 2-13) zur Anwendung, gegebenenfalls variiert mit einem  $\psi$ -Faktor (Kombinationsbeiwert) nach Eurocode 0, Anhang A2 (Tabelle 2-15).

	1	2	3	4	5	6
		Temperatur- schwankungen um + 10 °C	Lineare Temperaturunterschiede			
			Oberseite wärmer als Unterseite		Unterseite wärmer als Obertseite	
			Bauzustände, ohne Belag, ohne Schutz- maßnahmen	Endzustand, mit Beleg	Bauzustände, ohne Belag, ohne Schutz- maßnahmen	Endzustand, mit Beleg
	K	K	K	K	K	
1	Stählerne Brücken	± 35	15	10	5	5
2	Verbundbrücken	± 35	8	10	7	7
3	Betonbrücken	+ 20 - 30	10	7	3,5	3,5

Tab. 2-12: Temperaturschwankungen, lineare Temperaturunterschiede für Brückenüberbauten gemäß DIN 1072:1985 Tabelle 3

Überbautyp	Oberseite wärmer als Unterseite	Unterseite wärmer als Obertseite
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Typ 1: Stahlkonstruktion	18	13
Typ 2: Verbundkonstruktion	15	18
Typ 3: Betonkonstruktion		
• Hohlkasten	10	5
• Träger	15	8
• Platte	15	8

Anmerkung 1: Für repräsentative Beispiele der Brückengeometrie stellen die in der Tabelle angegebenen Werte obere Grenzwerte für den linear veränderlichen Temperaturanteil dar.

Anmerkung 2: Die in der Tabelle angegebenen Werte basieren auf einer Dicke des oberen Belags von 50 mm für Straßen- und Eisenbahnbrücken. Für andere Dicken von Belägen sollten diese Werte mit dem Faktor  $k_{sur}$  multipliziert werden. Empfehlungen für die Werte des Faktors  $k_{sur}$  enthält Tabelle 6.2.

Tab. 2-13: Empfehlung von linear veränderlichen Temperaturanteilen für unterschiedliche Überbauarten von Straßen-, Fußgänger- und Eisenbahnbrücken, Tabelle 6.1 aus DIN EN 1991-1-5 (DIN EN 1991-1-5:2010)

Straßen-, Fußgänger- und Eisenbahnbrücken						
Dicke des Oberbelags	Typ 1 Stahlkonstruktionen		Typ 2 Verbundkonstruktionen		Typ 3 Betonkonstruktionen	
	Oben wärmer als unten	Unten wärmer als oben	Oben wärmer als unten	Unten wärmer als oben	Oben wärmer als unten	Unten wärmer als oben
[mm]	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$
ohne Belag	1,6 <sup>1)</sup>	0,6	1,1	0,9	1,5 <sup>1)</sup>	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
80	0,82	1,1	1,0	1,0	0,82	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Schotter (600 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

<sup>1)</sup> Diese Werte stellen den oberen Grenzwert für dunkle Farben dar.

Tab. 2-14: Empfehlungen für die Werte von  $k_{sur}$  zur Berücksichtigung unterschiedlicher Oberbelagsdicken nach ARS 22/2012, Korrektur und Ergänzung zu Tabelle 6.2, DIN EN 1991-1-5

Einwirkung	Bezeichnung	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Temperatureinwirkungen	$T_k$	0,6 <sup>c</sup>	0,6	0,5
<sup>c</sup> Der empfohlene Zahlenwert für $\Psi_0$ für Temperatureinwirkungen darf für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf 0 abgemindert werden. Siehe auch die Eurocodes für die Bemessung.				
ARS 22/2012, Anlage 2: (2) Bei Temperatureinwirkungen ist in den Tabellen DIN EN 1990, A2.1 und A2.2 der Wert $\Psi_0 = 0,6$ durch den Wert $\Psi_0 = 0,8$ zu ersetzen. Die Fußnote c in DIN EN 1990, Tabelle A.2.1 und die Fußnote a in DIN EN 1990, Tabelle A.2.2 gelten unverändert.				

Tab. 2-15: Empfehlungen für die Zahlenwerte der  $\psi$ -Faktoren für Straßenbrücken, Auszug für Temperaturwirkungen aus Tabelle A2.1, DIN EN 1990-2 und ARS 22/2012

Gruppen der Brückenüberbauten	Straßenbrücken		Eisenbahnbrücken	
	Positiver Temperaturunterschied	Negativer Temperaturunterschied	Positiver Temperaturunterschied	Negativer Temperaturunterschied
	$\Delta T_{M,pos}$ in K	$\Delta T_{M,neg}$ in K	$\Delta T_{M,pos}$ in K	$\Delta T_{M,neg}$ in K
Gruppe 1 Stahlüberbau aus Hohlkasten, Fachwerk oder Plattenbalken	18	- 13	18	- 13
Gruppe 2 Verbundüberbau; Betonplatte auf einem Hohlkasten, Fachwerk oder Plattenbalken aus Stahl	15	- 18	15	- 18
Gruppe 3 Betonüberbauten aus:				
• Betonhohlkasten	10	- 5	10	- 5
• Betonplattenbalken	15	- 8	15	- 8
• Betonplatte	15	- 8	15	- 8

Tab. 2-16: Charakteristische Werte der linearen Temperaturunterschiede für verschiedene Gruppen von Brückenüberbauten, Tabelle 6.1 aus DIN-FB 101 (DIN-FB 101:2009)

### 2.3.4 Handlungsanweisungen und Nachrechnungsrichtlinie

Die Handlungsanweisung „Koppelfugen“ definiert drei Nachweisfälle für den Temperaturunterschied  $\Delta T_i$  mit 5, 10, 15 Kelvin.

Gemäß Handlungsanweisung „SpRK“, Ausgabe 06/2011 (BMVBS 2011a) ist für die rechnerische Überprüfung des Ankündigungsverhaltens, in Analogie zu DIN 1072:1985, Tabelle 3, ein linearer Temperaturunterschied zwischen Ober- und Unterseite des Überbaus anzusetzen:

- Oberseite wärmer als Unterseite:  $\Delta T = 7$  K
- Unterseite wärmer als Oberseite:  $\Delta T = 3,5$  K

In der Nachrechnungsrichtlinie (BMVBS 2011b), (BMVI 2015) werden als Bezugsnormen DIN-Fachbericht 101 (DIN-FB 101:2009) bzw. Eurocode DIN EN 1991-1-5 (DIN EN 1991-1-5:2010), (DIN EN 1991-1-5:2010 NA) verwendet.

Zusätzlich werden Auftretenswahrscheinlichkeiten (zeitliche Häufigkeiten) für Temperaturunterschiede zur Schädigungsberechnung mit dem Ermüdungslastmodell ELM 4 ergänzt (siehe Tabelle 2-17).

1	2	3	4
$\Delta T$ [K]	$\lambda_{T,\Delta T}$ [%]		
	Platte	Platten- balken	Hohlkasten
-4	1	1	1
-3	2	2	2
-2	3	5	3
-1	7	10	8
0	11	15	13
1	15	18	17
2	15	15	17
3	11	10	14
4	9	8	10
5	8	6	7
6	7	4	4
7	5	3	3
8	3	2	1
9	2	1	-
10	1	-	-

Tab. 2-17: Auftretenswahrscheinlichkeit  $\lambda_{T,\Delta T}$  für den Ermüdungsnachweis in Abhängigkeit von der Querschnittsform (Tabelle 12.3 der 1. Ergänzung Nachrechnungsrichtlinie)

### 3 Themenbereich „spannungs-risskorrosionsgefährdeter Spannstahl“

#### 3.1 Stand des Wissens

##### 3.1.1 Ausgangslage

Das alkalische Milieu des Einpressmörtels und des umgebenden Betons schützt die hochfesten Spannstähle vor Korrosion. Dieser Korrosionsschutz kann durch Fehler bei Bemessung und Konstruktion, fehlerhafte Verarbeitung der Spannstähle, Ausführungsmängeln (unvollständig oder fehlende Verpressung der Spannglieder) oder eine Vorschädigung beim Einbau gefährdet sein. Daraus können im Laufe der Zeit Spannstahlbrüche infolge Spannungsrisskorrosion (SpRK) resultieren. Als Folge kann es zu einem Versagen der betroffenen Bauteile bzw. Tragwerke kommen.

Unter SpRK versteht man eine Rissausbreitung im kristallinen Gefüge beispielsweise eines Spannstahls bei gleichzeitiger Einwirkung einer hohen

mechanischen Zugspannung und eines korrosiven Mediums. Der Spannstahlbruch erfolgt plötzlich, spröde und verformungsarm, meist ohne eine mit bloßem Auge erkennbare Korrosionsausbildung, sobald der Restquerschnitt eine kritische Größe unterschreitet.

Spannstahlbrüche durch SpRK gehen mit einer mehr oder weniger stark ausgeprägten anodisch abtragenden Korrosion einher: Das Spektrum reicht von mit dem bloßen Auge nicht erkennbarer bis zu starker Rostbildung. Anrisse entstehen in Korrosionsnarben. Korrosionsnarben als korrosive Vorschädigung können beispielsweise durch das Eindringen von Betonabsetzwasser durch undichte Hüllrohre im unverpressten Zustand nach dem Betonieren entstehen. Durch eine Schwellbeanspruchung während der späteren Nutzung wird die Gefährdung durch SpRK zusätzlich erhöht (NÜRNBERGER 2003).

#### Beispiel Schadensfall 1:

Im Jahr 1989 kam es in einem Laborgebäude nach 28 Jahren Standzeit zum Einsturz eines 20 m weit gespannten Spannbetonbinders mit nachträglichem Verbund. Dieser Einsturz hatte sich vorher durch keinerlei Warnzeichen (Rissbildungen im Beton, erkennbar zunehmende Durchbiegungen) angekündigt. Die Spannglieder waren parabelförmig in zwei Lagen angeordnet. Die Träger waren einem trockenen Innenraumklima ausgesetzt. Bei den Spannstählen handelte es sich um vergütete Drähte. Die Spannstahlbrüche waren über mehrere Meter im Tiefpunkt der Spannglieder verteilt. Die Spannglieder waren ordnungsgemäß verpresst, der Einpressmörtel war weder karbonatisiert noch chloridhaltig. Bei den gebrochenen Drähten wurde keine mit dem bloßen Auge erkennbare Korrosion festgestellt. Jedoch konnten unter dem Mikroskop kleine Korrosionsnarben und davon ausgehende Anrisse festgestellt werden. Die Hüllrohre zeigten innen Anrostungen entlang einer ehemaligen Wasserlinie. Daraus wurde geschlossen, dass Absetzwasser des Betons in die noch unverpressten Spannglieder eingedrungen und damit ursächlich für die Anrisse und Drahtbrüche war. Wie die Untersuchungen ergaben, waren die betroffenen Spannstähle überaus empfindlich gegenüber SpRK (NÜRNBERGER 2003).

Unter dem Titel „Einzelne Spannbetonbauteile möglicherweise durch verzögerte Spannstahlbrüche gefährdet“ berichtete in der Folge WÖLFEL 1992 aus

gegebenem Anlass über Schäden an etwa 30 Jahre alten Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern in nachträglichem Verbund (WÖLFEL 1992). Die Bauteile befanden sich unter trockenen Umgebungsbedingungen. Der Einpressmörtel der ordnungsgemäß verpressten Spannglieder enthielt keine korrosionsfördernden Bestandteile. Verwendet worden war ein vergüteter Spannstahl St 145/160, mit rundem oder ovalem Querschnitt, der unter dem Handelsnamen Neptun von der Firma Felten & Guillaume bis 1965 in dieser Form hergestellt wurde. Als Schadensursache wurde vermutet, dass der Spannstahl im Bauzustand vor dem Einpressen des Zementmörtels eine Vorschädigung in Form von Anrissen infolge von wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion erfahren hatte. Mit hoher Wahrscheinlichkeit war trotz des alkalischen Milieus im Einpressmörtel ein Risswachstum erfolgt. Der 1992 bereits seit Jahren nicht mehr zugelassene Spannstahl wurde als extrem empfindlich eingestuft. Gezielte Untersuchungen an Bauteilen mit diesem Spannstahl wurden eingeleitet mit dem Hinweis, dass Spannstahlbrüche häufig indirekt durch lokale Rissbildungen im Beton erkannt werden können. Es wurde aber auch bereits darauf hingewiesen, dass in Bereichen Schäden u. U. selbst dann nicht erkennbar sind, wenn ein erheblicher Anteil von Spannstählen oder Spanngliedern bereits gebrochen ist. Ebenso, dass nicht vorausgesetzt werden kann, dass Spannstahlbrüche nur an Stellen der größten Beanspruchung auftreten, sondern auch in Bereichen geringer äußerer Beanspruchungen. Mit der Veröffentlichung (WÖLFEL 1992) sollte die Fachwelt auf die Möglichkeit verzögerter Brüche von Spannstählen auch noch Jahre nach der Herstellung hingewiesen werden.

Über Ansätze für die Eingrenzung der Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrisskorrosion basierend auf Bauwerksuntersuchungen und Laborversuchen wurde 1995 in (ISEKE 1995) berichtet. Danach waren vor allem vergütete Spannstähle des alten Typs St 145/160 Neptun gefährdet, die vor dem Verpressen mit Anrissen behaftet waren. Es konnte nachgewiesen werden, dass sich Anrisse auch im alkalischen Milieu ausbreiten können, wobei die Standzeiten durch dynamische Belastungen deutlich verkürzt werden können. Erhöhte Zugfestigkeiten (Überfestigkeiten) könnten als Hinweis auf Gefährdung dienen, seien jedoch keine hinreichende Bedingung für Rissausbreitung. Primär ursächlich für die Empfindlichkeit gegenüber einer Rissbildung seien die Werkstoffeigenschaften einzelner Chargen. Zusammenfas-

send konnten aus den Ergebnissen der Untersuchungen folgende Erkenntnisse zu den Schadensmechanismen gewonnen werden (ISEKE 1995):

- Das Entstehen von Anrissen in verpresstem Zustand in alkalischem Mörtel kann auch nach längeren Standzeiten der Spannbetonbauteile ausgeschlossen werden.
- Das Entstehen von Anrissen ist auf Vorschädigungen vor dem Verpressen zurückzuführen. Die Wahrscheinlichkeit dafür ist wesentlich von der Anfälligkeit des Stahls, weniger von dem umgebenden Medium abhängig. Einzelne Chargen des gleichen Stahls können sich diesbezüglich erheblich unterscheiden.
- Vorgespannte Stähle, die mit Anrissen behaftet sind, zeigen auch in alkalischen Medien eine allgemeine Tendenz zur Rissausbreitung. Dabei wird die Standzeit durch verschärfende Umgebungsbedingungen und schwellende Belastung deutlich herabgesetzt.

#### **Beispiel Schadensfall 2:**

Im Jahr 1995 wurde in einer Fabrikhalle aus Spannbetonfertigteilen bemerkt, dass einer von sieben Spannbetonbindern des Hallendaches gebrochen war. Der gebrochene Binder wurde ausgebaut und eingehend untersucht (MÜLLER 1996). Der Binder mit einer Spannweite von 17,50 m war im Jahr 1965 hergestellt und mit einem parabelförmig verlaufenden Spannglied vorgespannt worden. Das Spannglied bestand aus 16 Spanndrähten Sigma oval der Festigkeitsklasse 145/160. Der Bruchquerschnitt lag etwa 7,5 bzw. 10,0 m von den Endauflagern entfernt. Der klaffende Riss an der Bruchstelle hatte am unteren Rand des Binders eine Breite von etwa 50 mm. Dort waren die Bruchstellen einiger Spannstähle zu sehen, ebenso waren einige der glatten Betonstähle gerissen. Der Binder war um 20 cm abgesackt, aber nicht abgestürzt. Außer im Bruchquerschnitt wies der Binder keine weiteren Risse im Beton auf. Nach Öffnen des Spanngliedhüllrohrs wurde festgestellt, dass alle Spannstähle innerhalb eines Bereichs von etwa 15 cm Länge gebrochen waren. Spannstahlbrüche wurden noch an 7 weiteren Stellen gefunden, zudem wurden zahlreiche Anrisse festgestellt, mit bis zu 50 Anrissen pro Meter Drahtlänge.

Der Einpressmörtel enthielt keine korrosionsfördernden Substanzen. Die Spannstähle wiesen Kor-



rosion unterschiedlicher Intensität auf, die teilweise auf Vorkorrosion im unverpressten Zustand zurückzuführen war. Spannstähle mit Anrissen wiesen im Zugversuch gegenüber ungeschädigtem Material deutlich herabgesetzte Gleichmaß- und Bruchdehnungen auf.

Die Herstellung der Spannbetonbinder im Jahr 1965 fiel in den Zeitraum der Umstellung der Produktion für den Sigma Spannstahl. Daher wurde durch chemische Analysen aller Drähte geklärt, ob es sich um den Sigma Spannstahl alter oder neuer Produktion handelt. Dabei wurde anhand der chemischen Zusammensetzung eindeutig festgestellt, dass es sich um einen Stahl neuer Produktion handelt (MÜLLER 1996). Daher wird heute der Sigma Spannstahl aus dem Produktionszeitraum von 1965 bis 1978 als gefährdet eingestuft.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass in den 1990er Jahren schwerwiegende Schäden mit Einsturzfolge an seinerzeit etwa 30 Jahre alten Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund durch Spannstahlbrüche infolge von Spannungsrissskorrosion beobachtet wurden. Die geschädigten Bauteile lagen in trockener Umgebung, die Hüllrohre waren dem damaligen Stand der Technik entsprechend ordnungsgemäß verpresst, der Einpressmörtel enthielt keine korrosionsfördernden Bestandteile. Die Spannglieder bestanden aus vergüteten Drähten St 145/160, Handelsnamen Neptun und Sigma oval (KÖNIG 1998).

Wie die Schadensfälle zeigen, besteht die Möglichkeit verzögerter Brüche von Spannstählen auch noch Jahrzehnte nach der Herstellung. Dies betrifft die vergüteten Spannstähle St 145/160 alten Typs mit den Bezeichnungen Neptun- und Sigma-Spannstahl aus der Produktion bis 1965 sowie den vergüteten Spannstahl St 145/160 Sigma oval der neuen Generation aus dem Produktionszeitraum 1965 bis 1978. Bei empfindlichen vergüteten Spannstählen ist ein Rissfortschritt (Rissinitiierung vor dem Einbau) auch im alkalischen Milieu möglich, wobei eine schwelende Beanspruchung die Standzeit deutlich herabsetzt. Die Spannstähle brechen, nachdem eine kritische Risstiefe überschritten ist. Das Entstehen von Anrissen bei Spannstählen im verpressten Zustand kann auch nach längeren Standzeiten der Spannbetonbauteile ausgeschlossen werden, wenn diese vollständig in alkalisch reagierendem, chloridfreiem Einpressmörtel liegen. Für das Entstehen einer Vorschädigung in Form von Anrissen vor dem Verpressen ist vor allem die SpRK-Anfälligkeit eines Spannstahls und weniger das umgeben-

de Medium verantwortlich. Einzelne Chargen der gleichen Stahlsorte können sich diesbezüglich erheblich unterscheiden. Spannstähle gleicher Sorte mit rundem Querschnitt und glatter Oberfläche sind nachweislich unempfindlicher gegen SpRK als solche mit ovalem Querschnitt. Überfestigkeiten erhöhen das Risiko wasserstoffinduzierter Spannungsrissskorrosion, sind aber nicht zwingende Voraussetzung für extreme Empfindlichkeit (KÖNIG 1998), (BERTRAM 2002).

Aufgrund von Schadensfällen in Berlin und den neuen Bundesländern ist zusätzlich der Hennigsdorfer Spannstahl als gleichgefährdet wie die Neptun- und Sigma-Spannstähle einzuordnen (KÖNIG 1998). Die Produktion dieses Stahls wurde 1991 eingestellt (NÜRNBERGER 2003).

Die in (MIETZ 1999) durchgeführten Untersuchungen lassen die Folgerung zu, dass die spezifische Anfälligkeit des Spannstahls für das Auftreten von Rissen einen wesentlich höheren Einfluss besitzt als die elektrolytseitigen Parameter. D. h. neben den Umgebungsbedingungen ist der werkstoffseitige Einfluss (chemische Zusammensetzung, Herstellungsprozess, Nachbehandlung) von erheblicher Bedeutung. Hohe Festigkeiten vergrößern offensichtlich die Empfindlichkeit gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrissskorrosion.

Außer den Schadensfällen haben auch Versuche gezeigt, dass der hochfeste, vergütete Spannstahl alten Typs, wozu auch der in der ehemaligen DDR hergestellte Hennigsdorfer Spannstahl zählt, unter depassivierenden Verhältnissen besonders anfällig gegenüber einer wasserstoffinduzierten SpRK ist. Solche Bedingungen liegen vor, wenn die Oberfläche nicht durch eine Passivschicht geschützt ist. Dies ist sowohl vor dem Verpressen der Hüllrohre der Fall als auch danach, wenn die Spannstahloberfläche durch Verpressfehler nicht vollständig mit einem alkalischen Milieu umgeben ist in Verbindung mit einer Bildung von Kondenswasser (MIETZ 1999).

Im Jahr 1978 wurden sowohl die Prüf- und Überwachungsvorschriften für die Herstellung von Spannstählen als auch die Ausführungsbestimmungen für Spannbetonbauwerke so verschärft, dass danach Schadensfälle von Spannstählen mit besonders hoher SpRK-Empfindlichkeit ausgeschlossen werden können (BERTRAM 2002).

Die von 1978 bis heute zugelassenen vergüteten Spannstähle können im Regelfall bei Einhaltung al-

ler Vorschriften unter baupraktischen Bedingungen als unempfindlich gegenüber SpRK angesehen werden (ISEKE 1995).

Den für die Beurteilung „spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstähle“ entwickelten Verfahren liegt die Annahme zugrunde, dass die erhöhte Gefährdung durch die Herstellung des Spannstahls erzeugt wurde. Die erhöhte Gefährdung unterscheidet sich von Charge zu Charge. Daraus leitet sich die grundlegende Annahme ab, dass eine Veränderung dieser Gefährdung über die Länge der Spannstähle nicht erfolgt. Das bedeutet, über die Länge eines Spannstahls aus einer Charge wird diesbezüglich Konstanz seiner Eigenschaften vorausgesetzt.

Unabhängig davon kann sich der Grad der Vorschädigung über die Länge eines Spannstahls unterscheiden. So sind lokale Einflüsse, wie beispielsweise der Wasserstand im Hüllrohr oder örtliche Schädigungen bei Transport und Lagerung, unabhängig möglich, die konzentrierte lokale korrosive Vorschädigungen hervorrufen können.

Überdies beziehen sich die folgenden Untersuchungen, Folgerungen und Regeln lediglich auf übliche „Bündelspannglieder“. Nicht abgedeckt ist dabei die Vorspannung mit konzentrierten Spanngliedern in Form einer sehr großen Anzahl von Litzen in Blechkästen, da hier einige Besonderheiten gegeben sind. Beispielhaft sei hier das nur wenig eingesetzte Verfahren Baur-Leonhardt in den alten Bundesländern genannt. Hier wurden jüngst bei einem Bauwerk mit Hennigsdorfer Spannstahl in den neuen Bundesländern Spannstahlbrüche konzentriert lokal in den montierten Abstandhaltern festgestellt. Es wird berichtet (LSB 2021), dass in den Bereichen der Abstandhalter keine vollständige Verpressung erreicht wurde und es in der Folge zur SpRK kam. In den Bereichen zwischen den Abstandhaltern waren ebenfalls Anrisse detektierbar, sodass der Spannstahl insgesamt sehr gefährdet war.

### 3.1.2 Einflüsse auf die Tragsicherheit von Spannbetonbrücken

Die Empfindlichkeit der Spannstähle gegenüber SpRK ist nur einer von mehreren Faktoren, die das Risiko hinsichtlich eines Bauwerksversagens beeinflussen (KÖNIG 1998), (BERTRAM 2002). Bei einer abschließenden ingenieurmäßigen Beurteilung sollten im konkreten Einzelfall weitere Aspekte zusätzlich berücksichtigt werden.

Weitere Faktoren, welche neben der Empfindlichkeit des Spannstahls gegenüber wasserstoffinduzierter SpRK die Tragsicherheit von Spannbetonbrücken gegenüber einem Versagen infolge von SpRK induzierten Spannstahlbrüchen ohne Vorankündigung bestimmen, sind:

- Statisches System des Tragwerks (Redundanzen bei statisch unbestimmten monolithischen Systemen, mögliche Querverteilung von Lasten)
- Anzahl und Lage der Spannglieder
- Menge und Anordnung der gleichzeitig vorhandenen Betonstahlbewehrung
- Ausführungsqualität
- Nutzungsbedingungen

Redundanzen und Tragreserven resultieren aus folgenden Einflussparametern:

- Durch den Verbund kann die Vorspannung ausgehend von der Bruchstelle wieder eingetragen werden. Daraus kann bei Vorhandensein mehrerer Spannglieder im Querschnitt eine erhebliche Redundanz resultieren.
- In statisch unbestimmten monolithischen Tragwerken sind im Allgemeinen ausgeprägte Umlagerungsmöglichkeiten gegeben
- Eine zusätzlich vorhandene ausreichende Betonstahlbewehrung.

Dagegen ist die Tragsicherheit besonders in folgenden Fällen gefährdet:

- Statisch bestimmte Einfeldsysteme ohne Umlagerungsmöglichkeiten
- Mit nur einem oder zwei Spanngliedern vorgespannte Bauteile
- Keine ausreichende zusätzliche Betonstahlbewehrung
- Verwendung besonders empfindlicher Spannstähle.

Durch den Ausfall einzelner Spanndrähte/Spannglieder im Laufe der Zeit wird die Querschnittstragfähigkeit herabgesetzt. Bei Spannstahlbrüchen werden Kräfte freigesetzt, die sich auf die übrigen Spannstähle umlagern müssen. Damit nehmen in diesen die Spannungen und zugehörigen Dehnungen zu. Infolge der Dehnungszunahme sind Rissbildungen im Beton zu erwarten, da die Zugbruchdeh-



nung des Betons nur ca. 0,1 %. Beträgt. Bereits vorhandene Risse werden sich entsprechend weiter öffnen.

Spannstahlbrüche können meist nur durch äußere Anzeichen erkannt werden, besonders durch örtlich vermehrte Rissbildung im Beton. Allerdings gibt es in den Tragwerken auch Bereiche, in denen Schäden in Form von Spannstahlbrüchen selbst dann nicht durch eine Rissbildung erkennbar sind, wenn ein erheblicher Anteil der Spannstähle/Spannglieder bereits gebrochen ist.

Daher besteht ein großes Problem bei derartigen Spannstahlbrüchen darin, dass sie nicht immer bzw. nicht in allen Tragwerksbereichen durch äußere Anzeichen, wie eine Zunahme örtlicher Rissbildungen im Beton, erkannt werden können. Reicht der nach Rissbildung verbliebene Spannstahlquerschnitt gemeinsam mit der zusätzlich vorhandenen Betonstahlbewehrung nicht mehr aus, eine ausreichende Sicherheit gegen Biegebruch mit  $\gamma \geq 1$  zu gewährleisten, kann es zu einem Spröbruch bei Erstrissbildung ohne Vorankündigung kommen.

Zur Einschätzung der Gefährdung der betroffenen Bauwerke und zur Überprüfung eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens hat das Bundesministerium für Verkehr auf der Grundlage der für Bündelspannglieder gemachten Erfahrungen und der zugehörigen Forschung entsprechende technische Regelwerke herausgegeben:

- Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden. Ausgabe 1993 (BMV 1993)
- Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden. Ausgabe 2011 (BMVBS 2011a)

Danach ist ein ausreichendes Ankündigungsverhalten gegeben, wenn nach der Rissbildung unter der häufigen Kombination noch eine ausreichende Tragfähigkeit unter der seltenen Kombination gegeben ist. Für die Rissbildung muss rechnerisch so viel Spannstahl ausfallen, dass am Querschnittsrand die Betonzugfestigkeit überschritten wird. Eine hohe Betonzugfestigkeit wirkt sich ungünstig, eine niedrige günstig auf das Ankündigungsverhalten aus. Je höher die Betonzugfestigkeit ist, umso mehr Spannstahl muss bis zu einer Rissbildung ausfallen.

In der Regel ist das Ankündigungsverhalten unter der häufigen Kombination nicht über die gesamte Bauwerkslänge nachweisbar. Dies betrifft besonders die Endauflager- und Momentennullpunktbereiche von Durchlaufträgern, wo bis zu 100 % der Spannglieder ausfallen können, ohne dass es rechnerisch zu einer Rissbildung kommt. Hier stößt das Verfahren „Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Querschnittsebene“ in seiner bisherigen Form an seine Grenzen und ist im Prinzip in diesen Bereichen nicht zielführend und nicht sinnvoll anwendbar.

Alternativ steht daher in der Handlungsanweisung SpRK (BMVBS 2011a) ein stochastisches Verfahren zur Verfügung, da ein sehr hoher Anteil an Spannstahlbrüchen ausschließlich in diesen Bereichen sehr unwahrscheinlich ist (LINGEMANN 2010).

Einen pragmatischen Ansatz zu diesem Problem enthält der BAW-Brief Nr. 3/2006 der Bundesanstalt für Wasserbau. Danach wird parallel die Überprüfung der Robustheit des Tragwerks empfohlen: Ermittlung der globalen Sicherheit (nach alter Norm) bei einem fiktiven Ausfall von z. B. 25 bis 30 % der Spannglieder, abhängig von der Anzahl der Spannglieder und des Gesamtzustands. Die Bruchsicherheit sollte dann noch im Bereich 1,1 bis 1,25 liegen. Praktisch bedeutet dies, dass in den kritischen Bereichen mind. 70 bis 75 % der Spannglieder als intakt angesetzt werden. Zusätzlich ist abschließend eine ingenieurmäßige Gesamtbeurteilung unter Berücksichtigung aller relevanten Aspekte vorzunehmen.

Liegt ein ausreichendes Ankündigungsverhalten vor, ist das Bauwerk periodisch auf Risse hin zu untersuchen. Die vorhandenen Rissbilder sind dabei sorgfältig und maßstäblich in Rissplänen zu dokumentieren. Werden gegenüber der vorangegangenen Risserfassung neue Rissbildungen festgestellt, muss der Frage nachgegangen werden, ob sie auf Spannstahlbrüche infolge von SpRK zurückzuführen sind oder ob sie andere Ursachen haben.

Bei fehlendem Ankündigungsverhalten sind weitergehende Maßnahmen notwendig. Die Handlungsanweisung enthält hierzu Hinweise, die von der Beprobung der Spannstähle am Bauwerk mit Materialuntersuchungen im Labor bis hin zu Verstärkungsmaßnahmen am Bauwerk reichen.

### 3.1.3 Kriterien zur Beurteilung der Gefährdung bei bereichsweise fehlendem Ankündigungsverhalten

Bei Spannbetonbrücken, welche die normgemäße Robustheitsbewehrung aufweisen (DIN 4227-1/A1:1995-12 oder ab DIN-Fachbericht 102:2003), weisen an allen Stellen ein ausreichendes Ankündigungsverhalten auf.

Dagegen sind ältere Spannbetonbrücken mit SpRK gefährdetem Spannstahl auf Grundlage der Handlungsanweisung SpRK hinsichtlich ihres Ankündigungsverhaltens nachzurechnen und zu bewerten. Diese Bauwerke weisen i. d. R. Querschnitte auf, in denen alle Längsspannglieder ausfallen können, ohne dass dabei die Betonzugfestigkeit am Querschnittsrand erreicht wird und es zu einem Ankündigungsverhalten durch Rissbildung kommt. Betroffen sind besonders die Bereiche der Momentennullpunkte sowie der Endauflager. Für diese Querschnitte lässt sich nach der Handlungsanweisung SpRK (Ausgabe 06/2011) mit der Restspannstahlfläche meist kein ausreichender Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_p \geq 1,1$  für die volle Verkehrslast gegen einen Biegebruch nachweisen.

Sollte auch mit dem stochastischen Verfahren kein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachweisbar sein, besteht die Möglichkeit, hilfsweise eine der nachfolgend beschriebenen Herangehensweisen anzuwenden.

Um das Gefährdungsrisiko der betroffenen Bauwerke abzuschätzen, kann in Anlehnung an (ALBERTIN-HUMMEL 2008a) als Kriterium ermittelt werden, bei welchem Anteil der Verkehrslasten unter dem ermittelten Spanngliedausfall die geforderte Sicherheit gegen Biegebruch von  $\gamma_p \geq 1,1$  gegeben ist.

Besonders kritisch sind dabei die Querschnitte, die weniger als den häufigen Anteil der Verkehrslast aufnehmen können, um einen Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_p \geq 1,1$  zu erzielen. Unter der häufigen Verkehrslast kommt es rechnerisch zur Rissbildung im betrachteten Querschnitt.

Der Anteil der Verkehrslast, der mit  $\gamma_p \geq 1,1$  aufgenommen werden kann, kann als Kriterium zur Einschätzung des Risikos eines Versagens bzw. der Robustheit herangezogen werden.

Weiterhin kann als Kriterium für eine Bewertung der Gefährdung einer Spannbetonbrücke mit Querschnitten ohne Ankündigungsverhalten der Anteil

an Spannstählen bzw. die Anzahl an intakten Spanngliedern ermittelt werden, mit der die volle Verkehrslast mit  $\gamma_p \geq 1,1$  aufgenommen werden kann. Nach den Untersuchungen in (ALBERTIN-HUMMEL 2008b) bestehen für kritische Querschnitte keine Bedenken hinsichtlich der ausreichenden Tragfähigkeit, wenn mindestens 20 % der Spannglieder vollständig intakt sind.

Um für diese kritischen Querschnitte ein ausreichendes Ankündigungsverhalten sicherzustellen, können örtliche Verstärkungsmaßnahmen in Form von Zulagen aus Betonstahl erfolgen. Dagegen hat eine nachträgliche Verstärkung mit externer Vorspannung unmittelbare Auswirkungen auf das Ankündigungsverhalten. Durch die Druckspannungen infolge der zusätzlichen Vorspannung müssen bis zu einer Rissbildung mehr Spannstähle ausfallen.

Temperatureinwirkungen sind veränderliche Einwirkungen, die demzufolge nur dann zu berücksichtigen sind, wenn sie sich ungünstig auf das Ergebnis auswirken.

### 3.1.4 Besonderheiten beim Nachweis des Ankündigungsverhaltens

Ein sprödes Versagen ohne vorherige Ankündigung durch Rissbildung oder Verformungen kann ausgeschlossen werden, wenn die konstruktiven Grundsätze der DIN 4227 aus dem Jahr 1953 (DIN 4227:1953) oder der Folgenormen eingehalten sind und gleichzeitig von einer intakten Vorspannung ausgegangen werden kann. Die Annahme einer intakten Vorspannung ist in der Regel gerechtfertigt, wenn aus den Bauwerksprüfungen keine die Vorspannung betreffenden Schäden bekannt sind und wenn außerdem kein spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstahl im Bauwerk verwendet wurde. Sind diese Bedingungen eingehalten, kann der Nachweis des Ankündigungsverhaltens für bestehende Brücken entfallen. Gleichzeitig muss aber eine Zuordnung des Bauwerks in die Nachweisklasse B erfolgen, um anzuzeigen, dass es sich nicht um ein Bauwerk nach aktuellem Normenstand handelt.

Wenn jedoch für die Längs- oder Quervorspannung ein als spannungsrissskorrosionsgefährdet geltender Spannstahl verwendet wurde, muss nachgewiesen werden, dass sich ein fortschreitender Spannstahlausfall durch eine sichtbare Rissbildung am Bauwerk ankündigt, bevor ein Versagen erfolgen kann. Dieser Nachweis ist auf Grundlage der

„Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden“ (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion) zu führen.

### Ankündigungsverhalten von Bauwerken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl

Die Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion (BMVBS 2011a) ersetzt die 1993 veröffentlichten „Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden“. Das Grundprinzip zum Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens auf Grundlage des sogenannten querschnittsweisen Riss vor Bruch-Kriteriums sieht vor, dass zunächst unter einer häufigen Einwirkungskombination die Restspannstahlfläche  $A_{z,r}$  bestimmt wird, bei deren Vorhandensein die Betonzugfestigkeit an einem einsehbaren Querschnittsrand gerade erreicht wird. Anschließend wird das im Querschnitt noch aufnehmbare Moment unter Ansatz dieser Restspannstahlfläche ermittelt und mit den Einwirkungen einer seltenen Einwirkungskombination verglichen. Wenn sich zeigt, dass das aufnehmbare Moment abzüglich der ständigen Einwirkungen höher als das 1,1-fache der Verkehrseinwirkungen ist, d. h. die Restsicherheit in Bezug auf den Verkehrslastanteil  $\gamma_p \geq 1,1$  ist, dann gilt der betrachtete Querschnitt als Querschnitt mit ausreichendem Ankündigungsverhalten. Dabei ist dem Nachweis im Rahmen einer Nachrechnung gemäß Nachrechnungsrichtlinie (BMVBS 2011b) abweichend von den Festlegungen in der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion konsequenterweise das vereinbarte Ziellastniveau LM Ziel und nicht das in der ursprünglichen statischen Berechnung angesetzte vertikale Verkehrslastmodell zugrunde zu legen. Da davon auszugehen ist, dass mögliche Spannstahlbrüche in Brückenlängsrichtung gleichverteilt auftreten, sind die querschnittsweisen Nachweise in den Zehntelpunkten der einzelnen Felder des Überbaus zu führen. Bild 3-1 zeigt eine beispielhafte Aufbereitung der Ergebnisse des querschnittsweisen Nachweises für ein Dreifeldbauwerk. Die Untersuchungsschnitte an den Endauflagern sind aufgrund der dort nicht vorhandenen Momentenbeanspruchung aus äußeren Lasten als Schnitte mit ausreichender Restsicherheit einzustufen. In Bild 3-1 ist an diesen Stellen eine fiktive Restsicherheit von  $\gamma_p \geq 1,1$  ange-

nommen. Negative Restsicherheiten  $\gamma_p$  treten dann auf, wenn der Querschnitt unter Ansatz der Restspannstahlfläche noch nicht einmal die ständige Last aufnehmen kann. Neben einer tabellarischen Zusammenfassung der Ergebnisse sollte jede Bewertung des Ankündigungsverhaltens auch eine mit Bild 3-1 vergleichbare grafische Darstellung umfassen.

Je nachdem, welche Stelle im Überbau betrachtet wird, stellen sich Betonzugnormalspannungen entweder im oberen oder unteren Querschnittsbereich ein. Wenn eine Rissbildung im Sinne der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion stattfindet, d. h. die Betonzugfestigkeit unter häufigen Lasten gerade erreicht wird, geschieht dies zuerst am oberen oder unteren Querschnittsrand. Die Handlungsanweisung fordert jedoch zusätzlich, dass eine solche Rissbildung im Rahmen von Bauwerksprüfungen detektierbar ist. Im Stützbereich ist eine solche Detektierbarkeit am oberen Querschnittsrand aufgrund des Fahrbahnbelags visuell nicht gegeben. Für den Fall, dass keine Monitoringsysteme zur Überwachung der Rissbildung unterhalb des Fahrbahnbelags eingesetzt werden sollen oder können, eröffnet die Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion die Möglichkeit nachzuweisen, dass im Bereich negativer Momente eine Ankündigung durch sichtbare Rissbildung im Beton an der Fahrbahnunterseite stattfindet. In Bild 3-1 sind die Unterschiede bezüglich der Restsicherheit  $\gamma_p$  bei einem Nachweis an Fahrbahnober- und -unterkante dargestellt. Von einer sichtbaren Rissbildung im Beton an der Fahrbahnunterseite kann gemäß Handlungsanweisung ausgegangen werden, wenn an der Unterkante der Fahrbahn gerade die Betonzugfestigkeit erreicht wird. In der Handlungsanweisung SpRK ist nur die Information enthalten, dass die zu-

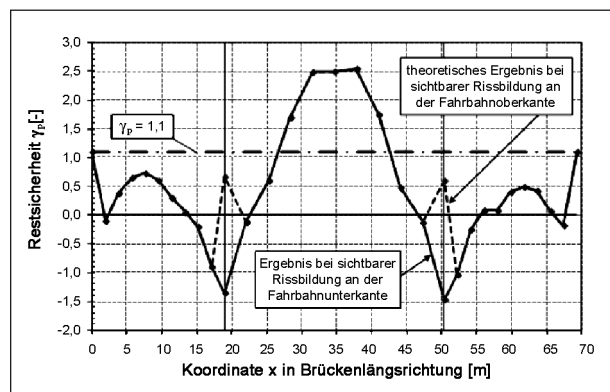


Bild 3-1: Beispielhafte grafische Darstellung der bei der Beurteilung eines Freifeldbauwerks ermittelten Restsicherheit  $\gamma_{p,aus}$  (MARZAHN 2013)

gehörige Restspannstahlfläche durch eine Berechnung im Zustand II unter Berücksichtigung der im gerissenen Bereich liegenden Stahleinlagen ermittelt werden soll. An dieser Stelle werden daher weiterführende Angaben zum genauen rechnerischen Vorgehen gemacht, die auf der Grundlage von Vergleichsrechnungen an einem Hohlkasten- und einem Plattenbalkenquerschnitt abgeleitet wurden.

Wenn die Ermittlung der Restspannstahlfläche auf Grundlage einer Rissbildung am Querschnittsrand im Zustand I durchgeführt wird, kann für den Beton eine linear elastische Materialbeziehung im Druck- und Zugbereich zugrunde gelegt werden. Für den Nachweis an der Fahrbahnunterkante im Zustand II sind das nichtlineare Materialverhalten des Betons auf der Druckseite und das Nachbruchverhalten auf der Zugseite zu berücksichtigen. Auf der Druckseite kann die Spannungs-Dehnungs-Linie für Verformungsberechnungen gemäß DIN-Fachbericht 102:2009 (DIN-FB 102:2009), II-4.2.1.3.3 oder eine lineare  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung mit  $\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c$  verwendet werden. Der Mittelwert der Betondruckfestigkeit ist gemäß (DIN-FB 102:2009) zu  $f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2$  anzunehmen. Wenn keine Informationen zum Tangenten-E Modul  $E_{c0}$  des verwendeten Betons vorliegen, können näherungsweise die Tabellenwerte aus (DIN-FB 102:2009) verwendet werden. Auf der Zugseite sollte das Nachbruchverhalten mit dem in Bild 3-2 dargestellten, bilinearen Ansatz nach (STEMPNIEWSKI 1996) berücksichtigt werden. Eine Berechnung ohne Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens führt zu unsinnigen Ergebnissen.

Betonstahl- und Spannstahl können mit einem elastisch-plastischen Materialgesetz und einem Re-

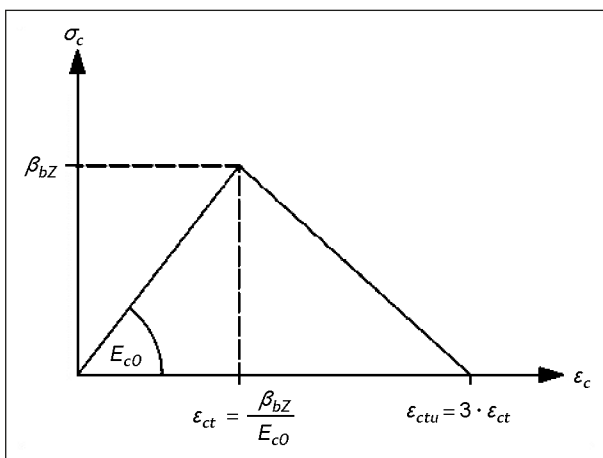


Bild 3-2: Materialgesetz für Beton unter Zugbeanspruchung nach (STEMPNIEWSKI 1996) für den Nachweis der Restspannstahlfläche im Zustand II, aus (MARZAHN 2013)

chenwert der Streckgrenze, der dem 1,1-fachen der charakteristischen Streckgrenze entspricht, abgebildet werden. Bei der Ermittlung der Restspannstahlfläche sind die mitwirkenden Breiten gemäß (DIN-FB 102:2009) zu berücksichtigen. Dabei sollte sowohl auf der Druck- wie auch auf der Zugseite des Querschnitts die volle mitwirkende Plattenbreite  $b_{eff}$  angesetzt werden. Unter einer konstanten, häufigen Belastung in Kombination mit verschiedenen Restspannstahlflächen kann durch eine iterative Bestimmung der zugehörigen Dehnungen und Spannungen der Zustand gefunden werden, der der ersten sichtbaren Rissbildung an der Fahrbahnunterkante entspricht. Dieser Zustand ist entweder dann erreicht, wenn in der maßgebenden Querschnittsfaser gerade die Zugfestigkeit erreicht wird, oder wenn der Querschnitt, ohne dass an der Fahrbahnunterkante die Zugfestigkeit erreicht wurde, in den ausgeprägten Zustand II übergeht. Mit der so ermittelten Restspannstahlfläche kann anschließend die vorhandene Restsicherheit gemäß (BMVBS 2011a) bestimmt werden. Bei der Ermittlung des aufnehmbaren Moments kann im Bruchzustand die gesamte Längsbewehrung in der Fahrbahnplatte als mitwirkend angesehen werden, wenn nachgewiesen werden kann, dass die damit aufnehmbaren Zugkräfte schubfest an den Steg angeschlossen sind. Wenn dieser Nachweis nicht gelingt, ist nur die Bewehrung in der Platte links und rechts des Steges zu berücksichtigen, deren Zugkräfte mit der vorhandenen Querbewehrung schubfest an den Steg angeschlossen werden können.

Bild 3-3 bis Bild 3-6 zeigen beispielhafte Ergebnisse der Bestimmung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung an der Fahrbahnunterkante auf Grundlage der hier vorgestellten Vorgehensweise und zu Vergleichszwecken unter Ansatz einer linear-elastischen Arbeitslinie für die Zugseite des Betons (Berechnung im Zustand I). In Bild 3-3 und Bild 3-4 wurde ein zweistegiger Plattenbalkenquerschnitt und in Bild 3-5 und Bild 3-6 ein Hohlkastenquerschnitt betrachtet. Ein Vergleich der Ergebnisse zeigt, dass eine vereinfachte Berechnung im Zustand I zu ungünstigeren Werten für die Restspannstahlfläche führt. Während der Plattenbalkenquerschnitt vor Erreichen der Zugfestigkeit an der Fahrbahnunterseite bei einer maßgebenden Restspannstahlfläche von 22 % in den ausgeprägten Zustand II übergeht (Bild 3-4), wird beim Hohlkasten unter Ansatz von 41 % der Restspannstahlfläche die Zugfestigkeit in der maßgebenden Faser gerade erreicht (Bild 3-5, Bild 3-6).



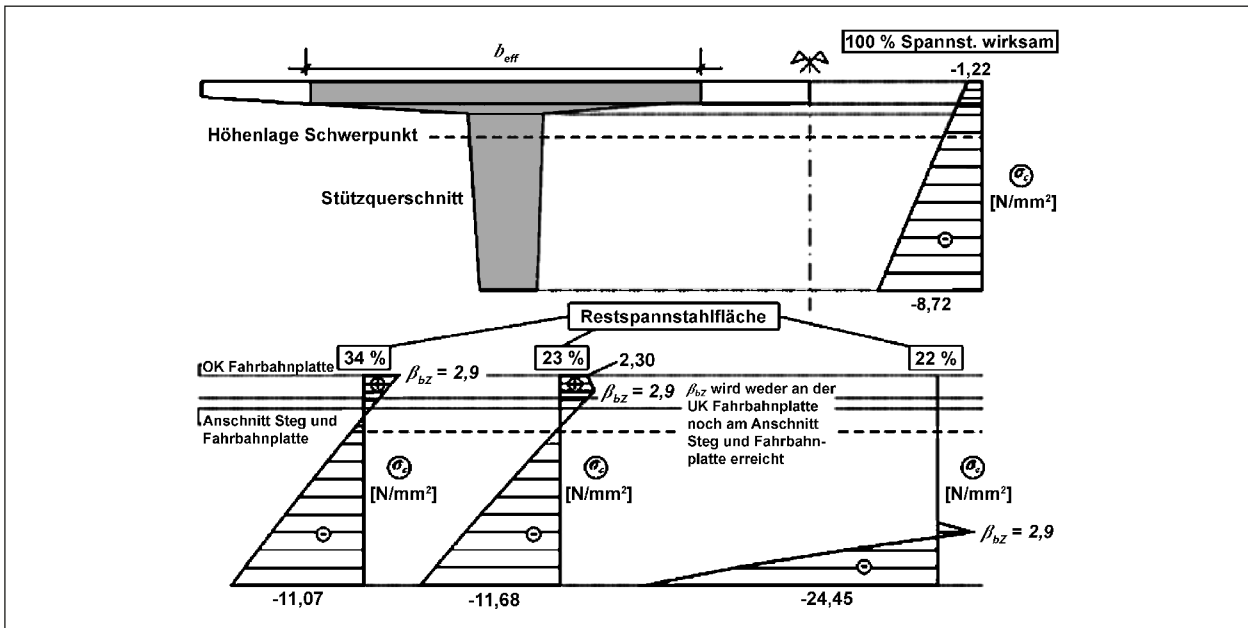


Bild 3-3: Spannungszustände bei der Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung an der Plattenunterseite für einen zwei-stegigen Plattenbalkenquerschnitt unter Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens auf der Zugseite gemäß Bild 3-2 (Berechnung im Zustand II), aus (MARZAHN 2013)

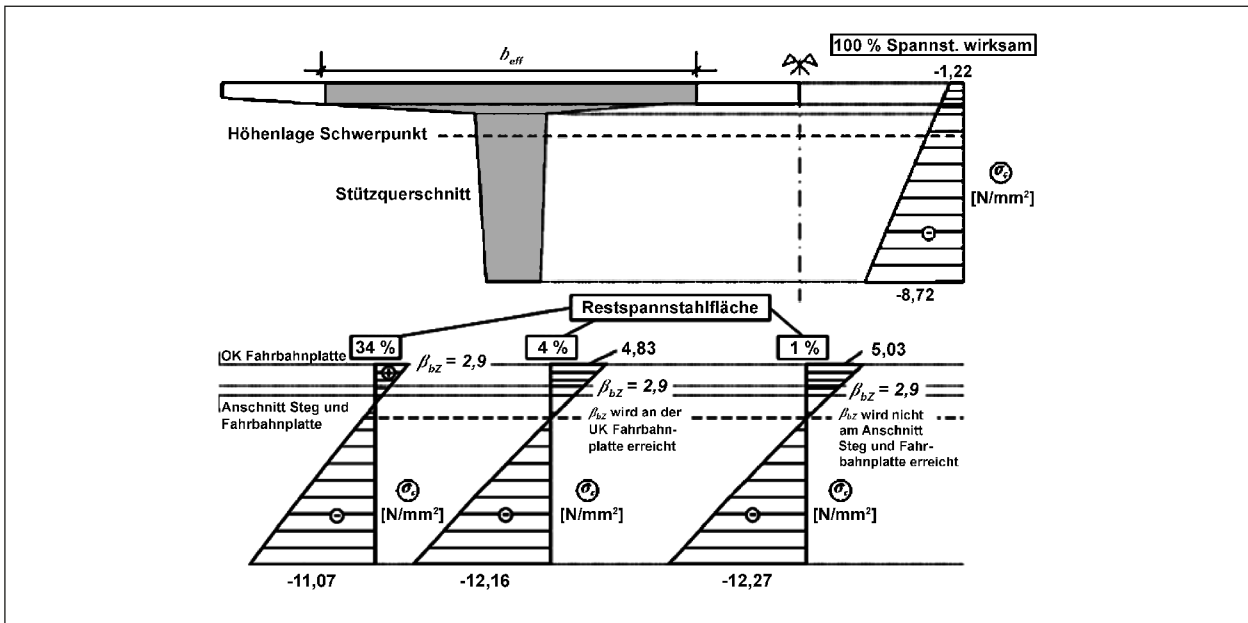


Bild 3-4: Spannungszustände bei der Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung an der Plattenunterseite für einen zwei-stegigen Plattenbalkenquerschnitt bei linear-elastischer Abbildung der Zugseite (Berechnung im Zustand I), aus (MARZAHN 2013)

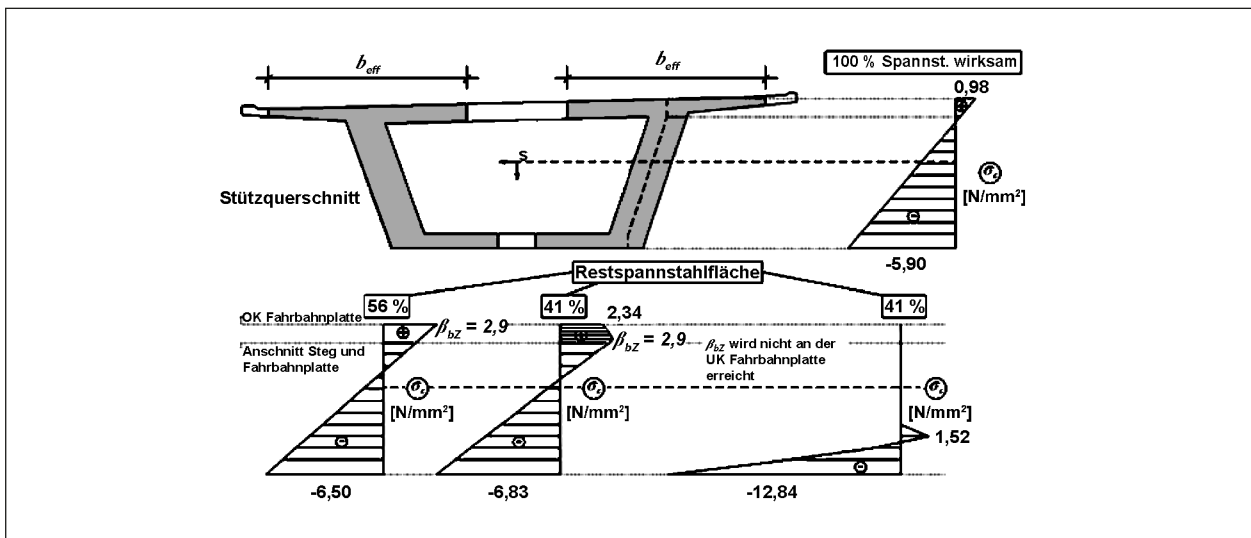


Bild 3-5: Spannungszustände bei der Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung an der Plattenunterseite für einen Hohlkasten-querschnitt unter Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens auf der Zugseite gemäß Bild 3-2 (Berechnung im Zustand II), aus (MARZAHN 2013)

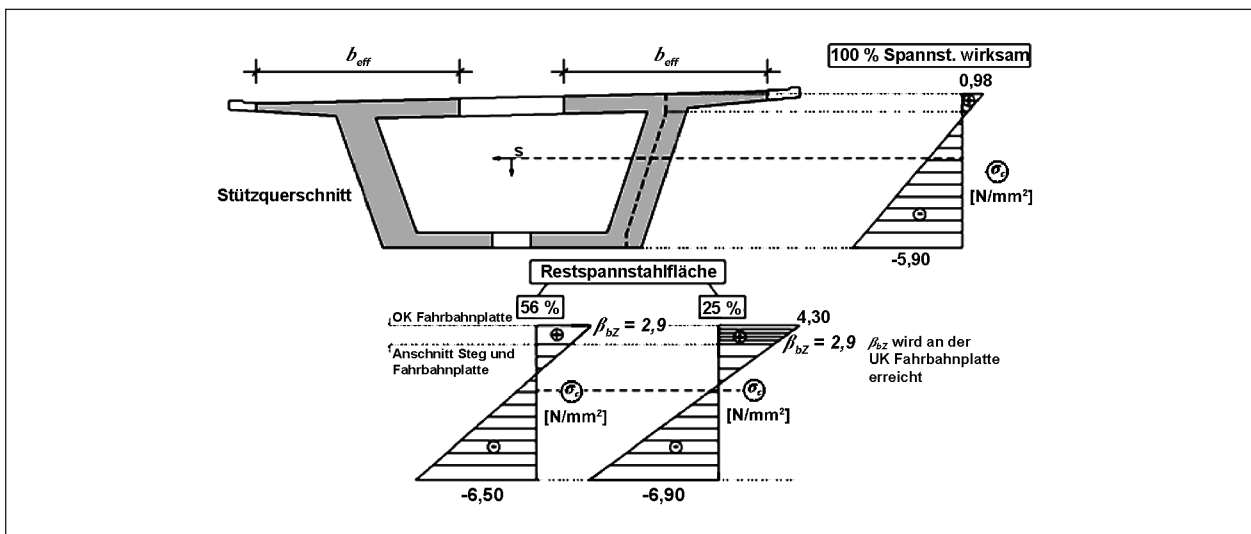


Bild 3-6: Spannungszustände bei der Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung an der Plattenunterseite für einen Hohlkastenquerschnitt bei linear-elastischer Abbildung der Zugseite (Berechnung im Zustand I), aus (MARZAHN 2013)

### 3.1.5 Schnittgrößenumlagerungen

Bei in Längsrichtung statisch unbestimmten Systemen eröffnet die neue Handlungsanweisung auch die Möglichkeit zu prüfen, ob die geforderte Restsicherheit von  $\gamma_p \geq 1,1$  in jedem Untersuchungsschnitt unter Ansatz von Momentenumlagerungen eingehalten werden kann. Dabei ist nur eine Schädigungskonzentration an der ungünstigsten Stelle des Trägers anzunehmen. Alle anderen Querschnitte sind als ungeschädigt zu behandeln. D. h., dass in allen anderen Querschnitten der Nachweis der Restsicherheit unter Ansatz einer intakten Vorspannung erfolgen kann. Es wird jedoch bereits in Anlage 6 der neuen Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion darauf hingewiesen, dass sich diese Annahme nicht mit den Kenntnissen aus Schadensfällen deckt und deshalb auf der sicheren Seite liegend von der Schnittgrößenumlagerung in Längsrichtung abgesehen werden sollte. Zudem setzt eine Schnittgrößenumlagerung stets ein duktiles Bauteilverhalten nach einer Rissbildung im Beton voraus, welches bei vollständigem Ausfall des Spannstahls und unzureichender Mindestbewehrung in vielen Fällen nicht gegeben ist. Aus diesen Gründen, und wegen der allgemein hohen Fehleranfälligkeit eines Nachweises unter Ansatz einer Schnittgrößenumlagerung, wird empfohlen hiervon abzusehen.

### 3.1.6 Stochastisches Verfahren

Für den Fall, dass in einzelnen Schnitten des Überbaus kein Ankündigungsverhalten nach dem Riss vor Bruch-Kriterium nachgewiesen werden kann, ermöglicht (BMVBS 2011a) eine stochastische Betrachtung des Ankündigungsverhaltens am Gesamtsystem. Hierbei wird ausgenutzt, dass sich Spanngliedbrüche mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit in einem Bereich des Tragwerks durch Rissbildung ankündigen, bevor in anderen Bereichen eine Unterschreitung der Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung eintritt. Unter den Annahmen einer Gleichverteilung möglicher Spannstahlbrüche über die Bauwerkslänge und einer örtlichen Korrelation der Spannstahlbrüche innerhalb eines Hüllrohrs kann die Auftretenswahrscheinlichkeit der Unterschreitung der Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung durch numerische Simulationen bestimmt werden. Die Hintergründe zu diesem Verfahren sind in (LINGEMANN 2009) erläutert.

Da dieses Vorgehen numerisch sehr aufwändig ist, ist in (BMVBS 2011a) für typische Szenarien unter Einhaltung einiger Randbedingungen ein vereinfachtes, analytisches Verfahren angegeben, um die Auftretenswahrscheinlichkeiten der Unterschreitung der Restsicherheit zu bestimmen. Als Eingangswerte für dieses Verfahren dienen die zuvor erarbeiteten Ergebnisse der querschnittswisen Nachweise in den Zehntelpunkten des Überbaus. Es werden die jeweils auf ganze Spannglieder gerundeten Spanngliedanzahlen im ungeschädigten Zustand, die zum Zeitpunkt der Erstrissbildung im Querschnitt verbliebenen Spannglieder und die zur Erfüllung der Restsicherheit erforderlichen Spannglieder benötigt. Zusätzlich müssen die nicht gerundeten, zugehörigen Spannstahlflächen tabellarisch angegeben werden. Bild enthält die zu den Ergebnissen aus Bild 3-1 korrespondierende, musterhafte grafische Aufbereitung der Eingangswerte für das vereinfachte Verfahren. Anhand der Darstellung in Bild 3-7 kann man direkt erkennen, in welchen Bereichen die erforderliche Spanngliedanzahl zur Sicherstellung einer ausreichenden Restsicherheit über der Spanngliedanzahl bei Erstrissbildung liegt und damit kein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden kann. Die genaue Beschreibung des vereinfachten Verfahrens kann (BMVBS 2011a) und (LINGEMANN 2009) entnommen werden.

Wenn für den gesamten Überbau in jedem einzelnen Bauabschnitt mit dem vereinfachten Verfahren oder einer genauen stochastischen Betrachtung geringere Auftretenswahrscheinlichkeit der Unterschreitung der Restsicherheit gegen Versagen ohne Vorankündigung als  $10^{-4}$  nachgewiesen werden,

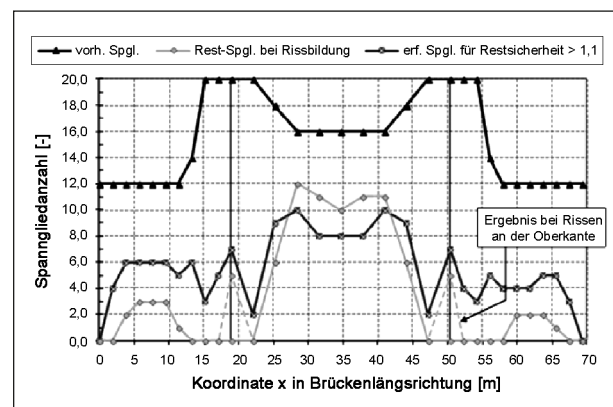


Bild 3-7: Beispielhafte Darstellung der Eingangswerte für das vereinfachte Verfahren aus (MARZAHN 2013)

kann davon ausgegangen werden, dass das Bauwerk ein ausreichendes Ankündungsverhalten auf Systemebene besitzt.

### 3.1.7 Abschließende Bewertung

Wenn der Nachweis eines ausreichenden Ankündungsverhaltens gemäß einer der möglichen Nachweisformate der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion (BMVBS 2011a) für das der Nachrechnung zugrunde liegende Ziellastniveau LM Ziel erbracht ist, ist das betrachtete Bauwerk maximal der Nachweisklasse B zuzuordnen. Der Dokumentation der Nachrechnung sind in einem solchen Fall unbedingt auch auf die Nachweisergebnisse abgestimmte, objektbezogene Anweisungen für die Bauwerksprüfung beizufügen.

## 3.2 Überarbeitung der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion

### 3.2.1 Überarbeitung der Notationen und Dokumentenform

#### Anpassung der Notationen

Die aktuelle Fassung der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion wurde 2011 mit der Nachrechnungsrichtlinie bekanntgegeben. Die Handlungsanweisung löste die 1993 eingeführte und bis dahin gültige „Empfehlung zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden“ (BMV 1993 ab. Die Formelzeichen wurden in der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion nicht gemäß der damals gültigen (DIN 1045-1:2008) angepasst, sondern entsprechend der Empfehlung von 1993 beibehalten (Beispiel:  $\beta_{bZ}$  für Betonzugfestigkeit). Im Zuge der Harmonisierung der Dokumente werden die Formelzeichen und Notationen auf den aktuellen Stand der Eurocodes angepasst. Einen zusammenfassenden Überblick der vorgenommenen Anpassungen der Notation gibt Tabelle 3-1.

#### Anpassung der Beschriftungen

Im Zuge der Integration der Handlungsanweisung in die Nachrechnungsrichtlinie werden zur besse-

ren Handhabung des späteren Gesamtdokuments die Beschriftungen von Bildern, Tabellen und Gleichungen kapitelabhängig durchnummeriert und im überarbeiteten Dokument angepasst. Die Tabellen 3-2 bis 3-4 geben eine Übersicht über die vorgenommenen Änderungen.

Begriff	Alte Notation	Neue Notation
Gesamtspannstahlfläche	$A_z$	$A_p$
Restspannstahlfläche	$A_{z,r}$	$A_{p,r}$
Ausgefallene Spannstahlfläche	$A_{z,Ausfall}$	$A_{p,Ausfall}$
Linearer Temperaturunterschied	$\Delta T$	$\Delta T_M$
Charakteristische Betondruckfestigkeit	$\beta_R$	$f_{ck}$
Betonzugfestigkeit	$\beta_{bZ}$	$f_{ctm}$
Betonspannung	$\sigma_b$	$\sigma_c$
Betondehnung bzw. -stauchung	$\varepsilon_b$	$\varepsilon_c$
Rechenwert der 0,2-Dehngrenze	$\beta_{0,2}$	$f_{p0,2k}$
Spannstahldehnung	$\varepsilon_v$	$\varepsilon_p$
Rechenwert der Streckgrenze des Betonstahls	$\beta_{0,2}$	$f_{yk}$
Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung	$\gamma_g$	$\gamma_G$
Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkung	$\gamma_p$	$\gamma_Q$
Biegemoment infolge ständiger Einwirkung	$M_g$	$M_G$
Biegemoment infolge voller Verkehrsbeanspruchung	$M_p$	$M_Q$
Statisch unbestimmtes Biegemoment infolge Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$	$M_{VX,\infty}$	$M_{p,ind,\infty}$
Biegemoment infolge linearen Temperaturunterschieds	$M_{\Delta T}$	$M_{\Delta T_M}$
Tragwiderstand des restlichen, nicht ausgefallenen Spannstahls	$M_{A_{z,r}}$	$M_{A_{p,r}}$
Elastizitätsmodul des Spannstahls	$E_z$	$E_p$
Innerer Hebelarm zwischen Spannstahlkraft und Druckkraftresultierenden im Zustand II	$z_z$	$z_p$
Erforderliche Restspannstahlfläche	$A_{z,r,erf}$	$A_{p,r,erf}$
Spannstahlbruchfestigkeit	$\beta_z$	$f_p$

Tab. 3-1: Übersicht der Notationsanpassungen bei Formelzeichen



Alte Beschriftung	Neue Beschriftung	Inhaltliche Anpassungen
Bild 1	Bild 5-1	ausgetauscht, neue Quelle: DIN EN 1992-1-1, Bild 3.3
Bild 2	-	entfällt
Bild 3	Bild 5-2	-
Bild 4	Bild 5-3	-
Bild 5	Bild 5-4	ausgetauscht, neue Quelle: DIN-FB bzw. DIN EN 1992-2+NA
Bild 6	Bild 9-1	-
Bild 7	Bild 9-2	-

Tab. 3-2: Übersicht der Anpassungen bei Bildbeschriftungen

Alte Beschriftung	Neue Beschriftung	Inhaltliche Anpassungen
Tabelle 1	Tabelle 5-1	Ergänzung und entsprechende Zuordnung um die in DIN-FB 102 enthaltenen Betonfestigkeitsklassen und Anpassung der rechnerisch anzusetzenden Materialkennwerte sowie Notationsanpassungen
Tabelle 2	Tabelle 5-2	Notationsanpassungen
Tabelle 3	Tabelle 5-3	Notationsanpassungen

Tab. 3-3: Übersicht der Anpassungen bei Tabellenbeschriftungen

### 3.2.2 Überarbeitung der Vorgaben zu den Einwirkungen (Kapitel 4)

Das Kapitel 4 der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion ist in fünf Unterkapitel gegliedert. Die Unterkapitel geben Auskunft darüber, wie die Lasten aus Verkehr, Temperatur, statisch unbestimmtem Biegemoment aus Vorspannung und Stützensenkung anzunehmen und hinsichtlich der häufigen Einwirkungskombination zu überlagern sind.

Wie bereits in Kapitel 2.1 beschrieben, ergeben sich hinsichtlich der Lastannahmen aus Verkehr und Temperatur entsprechend dem derzeitigen Stand der Normung erforderliche Aktualisierungen. Die entsprechenden Anpassungen wurden im überarbeiteten Dokumenttext der Handlungsanweisung eingearbeitet. Für die Vorgaben zur Zwangsbeanspruchung aus Stützensenkung und dem unbestimmten Biegemoment aus Vorspannung bei statisch unbestimmten Systemen ergeben sich keinerlei erforderliche Änderungen oder Aktualisierungen.

Alte Beschriftung	Neue Beschriftung	Inhaltliche Anpassungen
Gl. (1)	Gl. (3-1)	Notationsanpassungen
-	Gl. (4-1)	ergänzt, Kombinationsvorschrift für häufige Kombination
Gl. (2)	Gl. (6-1)	Notationsanpassungen
Gl. (3)	Gl. (6-2)	Notationsanpassungen
Gl. (4)	Gl. (6-3)	Notationsanpassungen
Gl. (5)	Gl. (6-4)	Notationsanpassungen
Gl. (6)	Gl. (6-5)	Notationsanpassungen
Gl. (7)	Gl. (7-1)	Notationsanpassungen
Gl. (8)	Gl. (7-2)	-
Gl. (9)	Gl. (7-3)	-
Gl. (10)	Gl. (7-4)	-
Gl. (11)	Gl. (7-5)	-
Gl. (12)	Gl. (7-6)	-
Gl. (13)	Gl. (7-7)	-
Gl. (14)	Gl. (7-8)	-
Gl. (15)	Gl. (7-9)	-

Tab. 3-4: Übersicht der Anpassungen bei Gleichungsbeschriftungen

Die Unterkapitel 4.4 und 4.5 wurden entsprechend der Version aus 06/2011 übernommen

### 3.2.3 Überarbeitung der Vorgaben zu den Tragwiderständen (Kapitel 5)

Das Kapitel 5 wurde an die Regelungen und die Notation von DIN EN 1992-2 angepasst. Die Betonzugfestigkeiten in Tabelle 5-1<sup>1</sup> entsprechen den heutigen Festlegungen in Abhängigkeit von der jeweiligen Betonfestigkeitsklasse. Die Werte sind dadurch teilweise etwas kleiner als zuvor. Die Grenzdehnungen in der Bewehrung aus Betonstahl dürfen jetzt nach heutigem Stand der Technik mit 25 ‰ statt wie bisher mit 5 ‰ ausgenutzt werden

<sup>1</sup> Nummerierung nach Handlungsanweisung

### 3.2.4 Überarbeitung für Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Querschnittsebene (Kapitel 6)

Das Kapitel 6 der Handlungsanweisung wurde ebenfalls an die Notation von DIN EN 1992-2 angepasst. Das Grundkonzept in Kapitel 6.2<sup>1</sup> zur Bestimmung der Restspannstahlfläche  $A_{p,r}$  bei der Rissbildung unter der häufigen Kombination wurde im Prinzip beibehalten, allerdings mit einer entscheidenden Änderung. Die Restspannstahlfläche muss nicht kleiner als 30 % von  $A_p$  angesetzt werden:

$$f_{ctm} = \sigma_{cfreq} - A_{p,r} \cdot \varepsilon_{p,\infty}^{(0)} \cdot E_p \left( \frac{1}{A_c} + \frac{z_{cp}}{W_c} \right) + \frac{M_{p,ind,\infty}}{W_c} + \frac{\psi_1 \cdot M_{\Delta T M}}{W_c} \quad (6-1)^1$$

$$A_{p,r} = \frac{\sigma_{cfreq} - f_{ctm} + \frac{M_{p,ind,\infty}}{W_c} + \frac{\psi_1 \cdot M_{\Delta T M}}{W_c}}{\varepsilon_{p,\infty}^{(0)} \cdot E_p \left( \frac{1}{A_c} + \frac{z_{cp}}{W_c} \right)} \geq \min A_{p,r} \quad (6-2)^1$$

Diese Regelung ( $A_{p,r} \geq \min A_p$ ) wird vor allem in den Bereichen der Momentennullpunkte sowie der Endauflager maßgebend. Es wird einfach für äußerst unwahrscheinlich gehalten, dass in diesen Schnitten alle Spannglieder vollständig ausfallen, in den angrenzenden Bereichen aber so wenige oder gar keine, sodass es dort zu keiner Rissbildung kommt.

In Kapitel 3.4 sind detaillierte Vorgaben zum Mindestwert für die Restspannstahlfläche  $A_{p,r}$  angegeben.

Die Problematik mit der Detektion von Rissen in der Fahrbahnplatte wurde bereits in Kapitel 3.1.4 eingehend behandelt. In Kapitel 6 wurde folgende Ergänzung vorgenommen:

„Der Riss muss gemäß den Annahmen in Absatz 6.1(7) detektierbar sein. Sofern dies z. B. im Stützbereich aufgrund einer Fahrbahnabdichtung nicht möglich ist und auch alternativ ein Monitoring-Verfahren nicht zum Einsatz kommen soll, muss der Nachweis an der Plattenunterseite, ggf. auch unter Annahme eines gerissenen Zustands II, geführt werden. Falls dies nicht gelingt, ist der Querschnitt zunächst als Querschnitt ohne ausreichendes Ankündigungsverhalten anzusehen. Für den Nachweis im gerissenen Zustand II ist die Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild 6-1<sup>1</sup> anzusetzen.“

### Zum Ansatz der Betonzugfestigkeit

Je höher der Wert für die Betonzugfestigkeit beim querschnittswisen Nachweis des Ankündigungsverhaltens angesetzt wird, umso mehr Spannstahl muss bis zur Rissbildung rechnerisch ausfallen. D. h. eine hohe Betonzugfestigkeit wirkt sich ungünstig aus, weil für den Nachweis der Resttragfähigkeit ein kleinerer Wert für  $A_{p,r}$  verbleibt.

In der Handlungsanweisung ist für den Ansatz der Betonzugfestigkeit der Mittelwert  $f_{ctm}$  festgelegt. Dieser wird in der Regel aus der Betonfestigkeitsklasse, der charakteristischen Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  bestimmt:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Alternativ kann die Betonzugfestigkeit am Bauwerk bestimmt werden, wobei diese Werte im Allgemeinen starken Streuungen unterliegen. Daher ist eine entsprechend große Probezahl an Bohrkernen je Grundgesamtheit erforderlich. Als Grundgesamtheit kann ein Betonierabschnitt angesehen werden.

Ein Vergleich mit Ansätzen der Betonzugfestigkeit für Nachweise nach DIN EN 1992-2 ergibt folgendes Bild:

- Sicherstellung eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens DIN EN 1992-2, 6.1 (109):

$$f_{ct} = f_{ctk;0,05}$$

Die Begründung erfolgte im Hinblick auf die Dauerstandfestigkeit, da sich die Zugspannungen im Beton bei einem sukzessiven Ausfall der Spannstähle langsam aufbauen und über einen

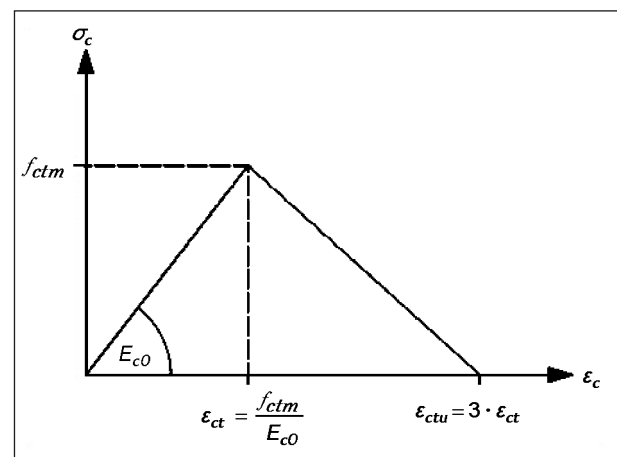


Bild 6-1<sup>1</sup>: Materialgesetz für Beton unter Zugbeanspruchung für den Nachweis der Restspannstahlfläche im Zustand II

<sup>1</sup> Nummerierung nach Handlungsanweisung

längeren Zeitraum wirken. Daher wurde der 5%-Quantilwert festgelegt.

- Nachweis der Begrenzung der Rissbreite DIN EN 1992, 7.3.2:

Die Mindestbewehrung  $A_{s,min}$  wird mit der effektiven Zugfestigkeit

$$f_{ct} = k_{cr} \cdot f_{ct,eff} \quad (h \leq 300 \text{ mm}: k = 0,8)$$

ermittelt. Damit werden nichtlinear verteilte Eigenspannungen sowie weitere risskraftreduzierende Einflüsse berücksichtigt.

Die Mindestbewehrung ist in Bereichen anzuordnen, in denen unter der seltenen Kombination und dem charakteristischen Wert der Vorspannung die Betondruckspannungen am Querschnittsrand  $\sigma_c \leq -1,0 \text{ MN/m}^2$  sind, bzw. es sich um Randzugspannungen handelt. Der Wert  $-1,0 \text{ MN/m}^2$  wurde festgelegt, da in den großen gegliederten Brückenquerschnitten Eigenspannungen als Zugspannungen bis zu 3...4  $\text{MN/m}^2$  auftreten können.

Da vergleichbare Abminderungen in der Handlungsanweisung nicht vorgenommen wurden, ist zu erwarten, dass Unsicherheiten aus der Größe der streuenden Betonzugfestigkeit, beispielsweise bei Überfestigkeiten, zu einem großen Teil mit abgedeckt sind.

Die Bestimmung der Restsicherheit in Kapitel 6.3 wird wie gehabt auf den Verkehrslastanteil bezogen. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind entsprechend außergewöhnlicher Bemessungssituation anzusetzen.

Die Nachweisschnitte an den Endauflagern sind aufgrund der dort nicht gegebenen Biegebeanspruchung ( $M = 0$ ) als Schnitte ausreichender Restsicherheit einzustufen mit einer fiktiven Restsicherheit von  $\gamma_p \geq 1,1$ .

Weitergehende Möglichkeiten zum Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens werden in Kapitel 6.4 behandelt. Zunächst geht es um Tragssysteme mit Umlagerungsmöglichkeiten in Längsrichtung. Hier erfolgten keine Änderungen und Anpassungen. Eine kritische Bewertung dazu findet sich in diesem Bericht in Kapitel 3.1.5.

Eine wesentliche Ergänzung wurde dagegen für die Behandlung der Querrichtung vorgenommen:

„In Querrichtung besteht die Möglichkeit nachzuprüfen, ob die erforderliche Sicherheit von

$\gamma_Q \geq 1,1$  für das Quersystem unter Anwendung nichtlinearer Verfahren oder der Fließgelenk-linientheorie nachgewiesen werden kann. Dabei ist davon auszugehen, dass im Mittel nur jedes 5. Querspannglied intakt ist ( $A_{p,r} = 0,20 \cdot A_p$ )“

Es wurde als unrealistisch angesehen, dass alle Querspannglieder rechnerisch ausfallen, da in Querrichtung das Konzept „Riss vor Bruch“ nicht zielführend ist. Die Annahme, dass selbst in ungünstigsten Fällen noch 20 % der Spannglieder tragfähig sind, wurde als angemessen und vertretbar angesehen.

Ergänzend sollte für die Querrichtung immer eine ingenieurmäßige Beurteilung unter Berücksichtigung des Quertragsystems und seiner Redundanzen erfolgen. Besonders kritisch anzusehen sind weit ausladende, befahrende Kragplatten.

### 3.2.5 Überarbeitung für den stochastischen Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Systemebene (Kapitel 7)

Das vereinfachte Verfahren für den stochastischen Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Systemebene wurde in der angepassten Handlungsanweisung SpRK unverändert belassen, da es sich in der Praxis in vielen Fällen gut bewährt hat und da fehlende Erkenntnisse über den tatsächlichen Zustand der Spannstähle in Bereichen ohne rechnerisches Ankündigungsverhalten nicht durch immer kompliziertere stochastische Verfahren kompensiert werden können.

Durch die Einführung eines Mindestwertes für die Restspannstahlfläche  $A_{p,r}$  unter bestimmten Voraussetzungen wird die Anzahl der Querschnitte ohne Ankündigungsverhalten kleiner. Dadurch ist zu erwarten, dass der Nachweis des Ankündigungsverhaltens mit dem vereinfachten Verfahren häufiger geführt werden kann.

Zudem wurde die Möglichkeit eröffnet, im Rahmen einer Stufe 4 Untersuchung durch entsprechend qualifizierte Ingenieure genauere stochastische Verfahren anzuwenden. Diese sind durch eine unabhängige Gegenrechnung mit einem anderen genauen Verfahren zu überprüfen.

### 3.3 Vorschlag für die Brückenquerrichtung

#### 3.3.1 Allgemein

Der Querschnittsweise Nachweis eines Ankündigungsverhaltens bei Korrosion des Spannstahls bei dem gezeigt wird, dass ein sukzessiver Ausfall der Spannglieder unter der häufigen Kombination sich durch Rissbildung im Beton ankündigt und danach die selten auftretenden Lasten noch mit verminderter Sicherheit aufgenommen werden können, ist für die Querrichtung als Vorgehen nicht zielführend.

Da die Risse unter dem Belag und der Abdichtung nicht detektiert werden können, wird in der Regel sehr konservativ vom eher unwahrscheinlichen Fall eines vollständigen Ausfalls der Querspannglieder ausgegangen. Hier darf jedoch nach der neuen Handlungsanweisung unter bestimmten Voraussetzungen davon ausgegangen werden, dass im Mittel noch jedes 5. Querspannglied intakt ist ( $A_{p,r} = 0,2 \cdot A_p$ ).

#### 3.3.2 Fließgelenklinientheorie (Bruchlinientheorie)

Die Ermittlung der Systemtraglast erfolgt mit der kinematischen Methode der Plastizitätstheorie. In den Fließgelenklinien sind die plastischen Momente der Querschnittstragfähigkeit wirksam. Der Lastabtrag erfolgt ausschließlich durch Biegung und Querkraft in der Platte.

Bei Anwendung der kinematischen Methode ist zu beachten, dass sie einen oberen Grenzwert der Systemtraglast liefert. Daher ist eine ausreichende Anzahl an Mechanismen zu untersuchen, um das Minimum der Systemtraglast zu bestimmen.

Eine Beispielberechnung zur Anwendung der Fließgelenklinientheorie ist im Anhang A, Kapitel A.2 aufgeführt.

#### 3.3.3 Nichtlineare Plattenberechnung

Die Ermittlung der Systemtraglast erfolgt mit der nichtlinearen FEM. Dabei werden auch Membrankräfte (Gewölbewirkung) im Bereich konzentrierter Einzellasten aktiviert. Dadurch sind die Systemtraglasten größer als nach der Fließgelenklinientheorie. Allerdings muss die Aufnahme der Horizontalschübe aus den Gewölbewirkungen nachgewiesen werden, bei ausgefallener Betonzugfestigkeit.

Ein Beispiel zur Berechnung der Resttragfähigkeit mit der nichtlinearen FEM ist in Anhang A, Kapitel A.1 zu finden.

### 3.4 Festlegung eines Mindestwertes für die Restspannstahlfläche $A_{p,r}$

#### 3.4.1 Ausgangslage

Bei den üblicherweise sehr hohen Zugspannungen in Spannstählen kann das seit langem bekannte Phänomen der Spannungsrisskorrosion (SpRK) auftreten. Anfang der 1990er Jahre ereigneten sich im Hochbau einige wenige schwerwiegende Schäden mit Einsturz bzw. Teileinsturz von seinerzeit etwa 30 Jahre alten Spannbetonbindern mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund. Diese Spannbetonbauteile enthielten allerdings nur eine sehr geringe Anzahl von 1 bis 2 Spanngliedern.

In der Folge wurden diese Schadensfälle sehr intensiv untersucht. Es zeigte sich, dass bei einigen älteren Spannstahlsorten mit hoher Empfindlichkeit gegenüber SpRK unter ungünstigen Bedingungen bei der Herstellung und Verarbeitung auf der Baustelle vereinzelt korrosive Vorschädigungen vor dem Verpressen möglich sind, die auch im alkalischen Milieu einwandfrei verpresster Spannglieder zu einer wasserstoffinduzierten SpRK und Risswachstum im Stahl führen können. Eine erhöhte Empfindlichkeit gegenüber SpRK weisen von den betroffenen Spannstahlsorten jedoch immer nur einzelne Chargen auf.

In den letzten ca. 25 Jahren sind derartige Schadensfälle allerdings nicht mehr bekannt geworden.

#### 3.4.2 Nachweis eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens

Querschnittsweise wird für das Biegemoment infolge der häufigen Kombination die reduzierte Spannstahlfläche  $A_{p,r}$  ermittelt, bis die Randzugspannung im Zustand I den Mittelwert der Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  erreicht und es rechnerisch zu einer Rissbildung im Beton als Ankündigungsverhalten infolge von SpRKs induzierten Spannstahlbrüchen kommt. Mit der so ermittelten Restspannstahlfläche  $A_{p,r}$  ist dann im Zustand II nachzuweisen, dass das Biegemoment infolge der seltenen Kombination mit einer Sicherheit von  $\gamma_Q = 1,1$  bezogen auf den Verkehrslastanteil aufgenommen werden kann.

In Bereichen mit ausreichend großen Momenten ( $M_{Ed,häufig} > M_{cr}$ ) kann mit dem Berechnungsverfahren die verbleibende Restspannstahlfläche  $A_{p,r}$  bei der Rissbildung als Ankündigung eines Versagens rechnerisch immer eindeutig bestimmt werden.

Dagegen ist diese Vorgehensweise in Bereichen kleiner Momente (Endauflager, Momentennullpunkte bei Durchlaufträgern) nur bedingt zielführend. Wenn das Moment infolge der häufigen Kombination  $M_{Ed,häufig}$  kleiner ist als das Rissmoment  $M_{cr}$ , kann die so rechnerisch ermittelte Restspannstahlfläche zum Zeitpunkt einer Erstrissbildung nicht eindeutig bestimmt werden, die Methode führt dann auf kein eindeutiges Ergebnis:

$$M_{Ed,häufig} \leq M_{cr} : 0 \leq A_{p,r}/A_p \leq 1,0$$

Die Größe der verbleibenden Restspannstahlfläche  $A_{p,r}$  kann bei dieser Vorgehensweise rechnerisch nicht eindeutig quantifiziert werden. Für  $A_{p,r}$  kann im Fall einer Rissbildung nur die mögliche Bandbreite mit einem Faktor von 0 bis 1,0 bezogen auf die vollständige Spannstahlfläche  $A_p$  bestimmt werden.

Demzufolge kann in Bereichen mit kleinen Momenten ( $M_{Ed,häufig} < M_{cr}$ ) die Restspannstahlfläche theoretisch natürlich vollständig bis auf null ausfallen (Grenzfall:  $A_{p,r}/A_p = 0$ ). Kritisch wäre der Fall, dass in einem Querschnitt mit kleinen Momenten ( $M_{Ed,häufig} < M_{cr}$ ) die Restspannstahlfläche auf einen so kleinen Wert abfällt, dass das Moment unter der seltenen Kombination nicht mehr aufgenommen werden kann. Dann bestünde die Gefahr, dass es bei einer Erstrissbildung unmittelbar zu einem Versagen ohne Vorankündigung durch einen Sprödbruch kommen könnte.

Die derzeit übliche sehr konservative Annahme, dass in einem Querschnitt mit kleinem Moment ( $M_{Ed,häufig} < M_{cr}$ ) bis zu 100 % der Spannstahlfläche als ausgefallen angenommen wird, es aber gleichzeitig in Bereichen mit ausreichend großen Momenten ( $M_{Ed,häufig} > M_{cr}$ ) zu keinem Ankündigungsverhalten durch den Ausfall von Spannstählen infolge SpRK kommt, kann allerdings nach menschlichem Ermessen und aller Erfahrung als äußerst unwahrscheinlich angesehen werden. Letzteres trifft insbesondere dann zu, wenn Spannglieder, die SpRK gefährdete Spannstähle enthalten, über große Längen im Bauwerk durchlaufen, sowohl durch Bereiche mit als auch ohne Ankündigungsverhalten. Es ist sehr unwahrscheinlich, dass über größere Längen durchlaufende Spannglieder eines Bauwerks

Vorschädigungen zufällig ausschließlich in den Bereichen mit kleinen Momenten aufweisen und ausschließlich dort ausfallen, ohne dass es in den übrigen Bereichen mit ausreichend großen Momenten zu einem Ankündigungsverhalten kommt. Dabei wird davon ausgegangen, dass betroffene Spannstähle über ihre gesamte Länge spannungsrisikokorrosionsgefährdet sind.

Kommt es zu einem Ankündigungsverhalten durch Rissbildung in Bereichen mit großen Momenten ( $M_{Ed,häufig} > M_{cr}$ ), kann grundsätzlich die Gefährdung des Bauwerks durch SpRK erkannt werden. Geeignete Maßnahmen können dann eingeleitet werden. Grundsätzlich wird davon ausgegangen, dass Spannstähle, die von einer erhöhten Empfindlichkeit gegenüber SpRK betroffen sind, diese auf ihrer gesamten Länge zwischen den Verankerungen bzw. Kopplungen aufweisen.

Vor diesem Hintergrund wird unter bestimmten Voraussetzungen für die Haupttragrichtung der Ansatz eines Mindestwerts  $\min A_{p,r}$  für die Restspannstahlfläche bezogen auf die Gesamtspannstahlfläche  $A_p$  als vertretbar angesehen:

- Jeder Hauptträger bzw. Steg enthält mind. drei Spannglieder.
- Die für den Mindestwert  $\min A_{p,r}$  als intakt angenommenen Spannglieder verlaufen jeweils auch durch Bereiche mit Ankündigungsverhalten.
- Das Tragwerk weist Tragreserven auf, z. B. aus einer möglichen Querabtragung der Lasten sowie möglichen Umlagerungen der Schnittgrößen.

Wenn diese Voraussetzungen gegeben sind, darf der Mindestwert für  $A_{p,r}$  wie folgt angesetzt werden:

$$\min A_{p,r} \leq 0,30 * A_p$$

Der Mindestwert der Restspannstahlfläche  $\min A_{p,r}$  darf jedoch nicht größer angenommen werden als die rechnerische Restspannstahlfläche  $A_{p,r}$  des günstigsten Nachweisschnittes im betrachteten Untersuchungsbereich. Treffen diese Voraussetzungen nicht zu, darf der Mindestwert  $\min A_{p,r}$  nicht berücksichtigt werden.

Alternativ dürfen alle die Spannglieder bei  $A_{p,r}$  berücksichtigt werden, für die aufgrund von Spannstahlproben, die jeweils an einer unkritischen Stelle vom Bauwerk entnommen wurden, ein negativer Befund hinsichtlich einer Gefährdung durch SpRK



vorliegt. Dann darf davon ausgegangen werden, dass die untersuchten Spannglieder auf ihrer gesamten Länge intakt sind.

Für die Querrichtung wird ein etwas kleinerer Mindestwert vorgeschlagen, da dort die Verhältnisse bzgl. eines Ankündigungsverhaltens durch eine erkennbare Rissbildung weitaus ungünstiger sind als für die Längsrichtung:

$$\min A_{p,r} \leq 0,20 \cdot A_p$$

Dieser Mindestwert darf nur auf Spannglieder in Brückenquerrichtung angewendet werden, die mindestens durch einen Bereich mit Ankündigungsverhalten und detektierbarer Rissbildung verlaufen.

Der Wert für  $\min A_{p,r}$  darf nicht ohne weitere Untersuchungen für weit ausladende Kragplatten, die rechnerisch Radlasten einer Fahrspur aufnehmen, angesetzt werden. Ggf. ist diese Fahrspur für den Schwerverkehr zu sperren.

Alternativ sind in Querrichtung materialtechnische Untersuchungen durchzuführen. Die Spannstahlproben dafür sollten in ausreichendem Umfang, z. B. in Abhängigkeit von  $\text{erf } A_{p,r}$  bezogen auf einen definierten Längenabschnitt, jeweils an unkritischen Stellen von der Unterseite her entnommen werden. Wenn ein negativer Befund hinsichtlich einer Gefährdung durch SpRK vorliegt, darf davon ausgegangen werden, dass die untersuchten Spannglieder auf ihrer gesamten Länge intakt sind.

Erfahrungsgemäß ist für  $\gamma_Q = 1,1$  nur ein geringer Anteil an Querspanngliedern erforderlich.

### Zur Festlegung der Zahlenwerte für $A_{p,r}/A_p$

Die Zahlenwerte für die bezogene Restspannstahlfläche  $\min A_{p,r}/A_p$  sind das Ergebnis einer pragmatischen Festlegung. Für den Verhältniswert  $A_{p,r}/A_p$  im Bereich kleiner Momente ( $M_{Ed,häufig} < M_{cr}$ ) liegen keine statistischen Daten aus Bauwerksuntersuchungen vor. Bei unvollständiger oder fehlender statistischer Information dürfen nach der maßgebenden Norm Nennwerte an Stelle von charakteristischen Werten vereinbart werden

In DIN EN 1990:2010-12, Kapitel 4.2 (5) wird hierzu ausgeführt: Wenn nicht genügend statistische Daten für die Bestimmung der charakteristischen Werte oder Bemessungswerte zur Verfügung stehen, dürfen Nennwerte verwendet werden.

### Zum Ansatz der Betonfestigkeit

Zudem sollte der beschriebene rechnerische Nachweis zum Ankündigungsverhalten nicht das einzige Bewertungskriterium darstellen. Auf den Einfluss der angesetzten Betonzugfestigkeit wurde bereits in Kapitel 3.2.4 hingewiesen. Ein hoher Wert für die Betonzugfestigkeit wirkt sich ungünstig auf die Größe der verbleibenden Restspannstahlfläche  $A_{p,r}$  aus, d. h. er führt auf Ergebnisse auf der sicheren Seite. Der hier verwendete Ansatz für  $f_{ctm}$  als Kurzzeitzugfestigkeit, d. h. ohne Abminderung für Eigenspannungen, ermüdungswirksame zyklische Beanspruchungen oder die Verwendung der Dauerstandzugfestigkeit, ist konservativ. Bekanntlich ist die Betonzugfestigkeit eine stark streuende Größe, die nur schwer zuverlässig quantifizierbar ist. Daher erscheint der Wert  $f_{ctm}$  für den rechnerischen Nachweis eines Ankündigungsverhaltens angemessen. Dagegen wurde in DIN EN 1992-2 für Neubauten zur Sicherstellung eines Ankündigungsverhaltens der Wert  $f_{ctk;0,05}$  festgelegt, welcher etwa der Dauerstandzugfestigkeit bezogen auf den Mittelwert der Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  entspricht.

Nachfolgend werden weitere Bewertungskriterien diskutiert, um die Risiken besser beurteilen zu können.

### 3.4.3 Weitere Bewertungskriterien

Für eine abschließende ingenieurmäßige Beurteilung sollten im Einzelfall zusätzlich weitere Aspekte berücksichtigt werden.

- Tragsystem und Konstruktion

In monolithischen, statisch unbestimmten Konstruktionen können sich Schnittgrößen umlagern. Hieraus resultieren je nach vorhandener Duktilität zusätzliche Systemreserven und Redundanzen. Dies gilt sowohl für die Haupttragrichtung als auch für die Querrichtung. Kritisch sind alle Tragsysteme, denen die Redundanz fehlt. Hieraus ergibt sich im konkreten Einzelfall die große Bedeutung vom seinerzeit gewählten Tragsystem und der Konstruktion für die Tragwerksicherheit.

- Anzahl der Spannglieder

Spannbetonbrücken weisen im Allg. eine sehr viel größere Anzahl an Spanngliedern auf als Spannbetonbinder im Hochbau. Die betroffenen



Binder der wenigen Schadensfälle mit Einsturzfolge in den 1990er Jahren enthielten nur 1 bis 2 Spannglieder. Da von den spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstahlsorten immer nur einzelne Chargen betroffen sind, ist die Wahrscheinlichkeit einer Durchmischung mit nicht gefährdeten Spannstählen bei einer großen Anzahl von Spanngliedern deutlich größer, was das Risiko deutlich mindert.

- Gleichzeitig vorhandene Betonstahlbewehrung  
Von Einfluss sind die Querschnittsfläche  $A_s$ , die Fließgrenze  $f_{yk}$ , die Oberflächenbeschaffenheit (glatt, gerippt) und die Lage der zusätzlich vorhandenen Betonstahlbewehrung im betrachteten Querschnitt.
- Ausführungsqualität  
Wichtig für das Langzeitverhalten von Spannbe- tonbrücken sind neben der Qualität von Tragwerksentwurf und konstruktiver Durchbildung, die Baustoffqualität und die Sorgfalt bei der Herstellung. Ausführungsmängel können Vorschädigungen sowie im Inneren ablaufende, von außen nicht detektierbare Schädigungsprozesse (Spannstahlbrüche) begünstigen. Diese Degradationsprozesse wirken sich tragfähigkeitsmindernd aus und bleiben so lange unerkannt, bis eine kritische Anzahl von Spannstählen ausgefallen ist, sodass die Zugspannungen aus den Last- und Zwangsbeanspruchungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten und es zu einer äußerlich sichtbaren Rissbildung kommt.
- Bedeutung des Bauwerks für die Verkehrsinfrastruktur  
Befindet sich das Bauwerk z. B. im Zuge einer stark befahrenen Autobahn mit sehr viel Schwerverkehr oder einer untergeordneten regionalen Straße mit nur vereinzelt Schwerverkehrsfahrzeugen.

Die Einführung eines Mindestwertes  $\min A_{p,r}$  in Form eines Nennwertes für die Restspannstahlfläche kann in Verbindung mit der Übernahme eines gewissen Restrisikos gesehen werden. Das Restrisiko darf daher nur eine sehr kleine akzeptierte Auftretenswahrscheinlichkeit aufweisen. Vor dem Hintergrund der beschriebenen Zusammenhänge kann für die hier vorgenommene Festlegung der Mindestwerte für  $A_{p,r}$  in Verbindung mit den daran ge-

knüpften Voraussetzungen für deren Anwendung, von einer ausreichend kleinen Versagenswahrscheinlichkeit ausgegangen werden. Selbst bei Neubauten ist die operative Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in den Eurocodes größer null, d. h. es gibt keine absolute Sicherheit.

Alternativ besteht die Möglichkeit, bei einem sehr hohen Sicherheitsbedürfnis zusätzliche Tragreserven vorzuhalten. Bei der Entscheidung zwischen dem Ansatz von  $\min A_{p,r} = 0,3 A_p$  und dem Vorhalten zusätzlicher Reserven können die oben genannten Kriterien herangezogen werden.

Weiterhin kann als Kriterium zur Abschätzung des Gefährdungsrisikos bzw. der Robustheit ermittelt werden, mit welcher Restspannstahlfläche  $A_{p,r}$  die Verkehrslast mit  $\gamma_Q = 1,1$  aufgenommen werden kann.

Dabei dürfen die Nachweisschnitte an den Endauflagern aufgrund der dort fehlenden Biegebeanspruchung ( $M = 0$ ) als Schnitte mit ausreichender Restsicherheit eingestuft werden. Die fiktive Restsicherheit an den Endauflagern darf mit  $\gamma_Q = 1,1$  angenommen werden.

### 3.4.4 Vorhalten zusätzlicher Reserven als Alternative

Wenn mit der bisher beschriebenen Herangehensweise keine ausreichend sichere Beurteilung des Bauwerks möglich ist oder der Mindestwert  $\min A_{p,r}$  nicht in Ansatz gebracht werden soll, kann das Vorhalten zusätzlicher Tragreserven zur Sicherstellung eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens vorgesehen werden.

Beim Vorhalten zusätzlicher Tragreserven kommt dem Grundsatz der Verhältnismäßigkeit der Mittel entscheidende Bedeutung zu. Besonders bei Großbrücken mit einem hohen Aufkommen an Schwerverkehr kann es von Interesse sein, zwischen dem Sicherheitsbedürfnis einerseits und den Anforderungen an die Wirtschaftlichkeit andererseits abzuwägen. Eine absolute Sicherheit lässt sich bei keinem technischen System realisieren. So ist selbst bei der Bemessung von Neubauten die operative Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  in DIN EN 1990 größer als null. Entscheidend ist, dass das sog. Restrisiko auf ein akzeptierbares Maß begrenzt wird.

Das Vorhalten von Tragreserven in Haupttragrichtung, alternativ zum Ansatz einer Mindestrestspann-

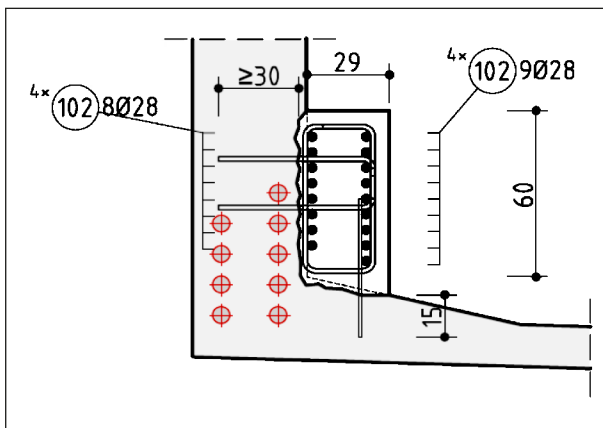


Bild 3-8: Verstärkung durch zusätzlich angeordnete Bewehrung in nachträglich anbetonierten Querschnittsergänzungen

stahlfläche  $\min A_{p,r}$ , kann z. B. bei einer Hohlkastenbrücke dadurch erfolgen, dass in die Ecken im inneren der Zelle Querschnittsergänzungen mit ausreichend bemessener zusätzlicher Bewehrung schubfest angeschlossen werden. Damit kann in allen Bereichen längs der Haupttragrichtung – auch in Bereichen kleiner Momente – ein ausreichendes Ankündigungsverhalten durch nachträglich ergänzte Bewehrung  $A_s$  aus Betonstahl sichergestellt werden (Bild 3-8).

Bei Plattenbalken in Feldbereichen kann es sich um schubfest angeschlossene U-förmige Querschnittsergänzungen um den unteren Stegbereich handeln.

### 3.4.5 Möglichkeiten des Einsatzes von Messtechnik

Nachfolgend werden verschiedene Möglichkeiten des Einsatzes von Messtechnik bzw. eines messtechnischen Monitorings zur Zustandsüberwachung von Bauwerken mit SpRK gefährdetem Spannstahl betrachtet und kritisch bewertet.

Prinzipiell kommen dafür 3 Methoden in Frage, die aber allesamt nicht frei von gewissen Problemen sind. Allen gemeinsam ist, dass die Messungen nicht mit Beginn der Nutzung nach der Fertigstellung zum Zeitpunkt  $t = 0$  beginnen, sondern i. d. R. zu einem deutlich späteren Zeitpunkt  $t$ . Das bedeutet, dass nur die Änderungen ab Messbeginn zum Zeitpunkt  $t$  beobachtet werden können, etwaige Vorschädigungen bis dahin aber unbekannt bleiben.

Für die Überwachung des Bauwerkszustands von Spannbetonbrücken mit SpRK gefährdetem Spann-

stahl kommen verformungsbasierte Messverfahren oder Schallemissionsverfahren in Betracht:

- Rissmonitoring
- Messung von Durchbiegungen
- Messung von Schallemissionen

### Zum Rissmonitoring

Ein Rissmonitoring, basierend auf der Messung zunehmender Rissbreiten, setzt naturgemäß voraus, dass am Bauwerk bereits Risse vorhanden sind. An den vorhandenen Rissen können dann Rissbreitenänderungen im Rahmen des Monitorings kontinuierlich gemessen werden. Beim Ausfall einzelner Spannstähle im Einflussbereich eines Risses lagern sich die frei gewordenen Spannungen auf die übrigen nicht gerissenen Spannstähle um. In diesen kommt es dadurch zu einem sprunghaften Anstieg der Spannungen und Dehnungen. Daraus resultiert wiederum ein sprunghafter Anstieg der Rissbreite, den man im Labor an Versuchsträgern sehr gut messen kann (HEINRICH 2021).

Reale Spannbetonbrücken enthalten jedoch eine Vielzahl von Spanngliedern und eine noch größere Anzahl an einzelnen Spannstählen bzw. -drähten. Dadurch sind der Spannungs- und Dehnungssprung sowie die daraus resultierende sprunghafte Änderung der Rissbreite nur sehr klein und sehr schwierig zu erkennen. Bei einem einzelnen Spannstahlbruch liegt die zugehörige Änderung der Rissbreite im Hundertstel mm Bereich oder sogar noch darunter. Weiterhin kommt erschwerend hinzu, dass sich bei einer realen Spannbetonbrücke die Auswirkungen aus Temperatureinflüssen und dem fließenden Schwerverkehr überlagern.

Dadurch sind einzelne Drahtbrüche nur äußerst schwierig mittels einem Rissmonitoring zu identifizieren. Allerdings lässt sich die Kumulation einer größeren Anzahl von Drahtbrüchen an der Zunahme der Rissbreite erkennen.

In ungerissenen Bauwerksbereichen lässt das Verfahren der faseroptischen Dehnungsmessung neue Möglichkeiten für die systematische Überwachung im Rahmen eines Bauwerks Monitorings hinsichtlich der Entstehung neuer Risse erwarten. Die in Laborversuchen erprobte Methode ermöglicht grundsätzlich eine nahezu kontinuierliche Aufnahme von Dehnungen entlang einer Messfaser. Dazu muss die Faser mit einem Kleber direkt auf der Be-

tonoberfläche appliziert werden. Damit sind Untersuchungen lokaler Effekte wie die einer einsetzenden Rissbildung und deren Entwicklung möglich, ohne vorher den Ort der Rissentstehung exakt kennen zu müssen (FISCHER 2019).

### Zur Messung von Durchbiegungen

Bei der geodätischen Messung (Nivellement) von Durchbiegungen zu verschiedenen Zeitpunkten wird der Ansatz verfolgt, dass mit dem Schädigungsprozess (Spannstahlbrüche) eine Änderung der Verformungen einhergeht. Um aus deren Zunahme auf einen Abfall der Vorspannwirkung und Steifigkeitsänderungen infolge damit einhergehender Rissbildungen im Beton schließen zu können, müssen dabei die Auswirkungen aus Temperatureinflüssen berücksichtigt werden. Bei den verschiedenen Durchbiegungsmessungen müssen vergleichbare Temperaturbedingungen vorliegen. So sollten die Messungen grundsätzlich immer zur gleichen Tageszeit erfolgen, bei welcher der Einfluss aus einem linearen Temperaturunterschied  $\Delta T_M$  möglichst gering bzw. nicht vorhanden ist. Dies ist in den frühen Morgenstunden der Fall. Auch sollten die jahreszeitlichen Temperaturbedingungen möglichst übereinstimmen. Zur Kalibrierung können Überfahrten mit einem schweren Lkw mit bekannten Achslasten verwendet werden.

Verformungen können auch im Rahmen eines messtechnischen Monitorings mit Inklinometern (Neigungsmesser), wie sie u. a. bei der Überwachung von Baugruben verwendet werden, erfasst werden.

Eine nennenswerte Zunahme der Durchbiegungen ist allerdings erst nach einer größeren Anzahl an Spannstahlbrüchen zu erwarten. Zumal sich die Spannstähle im Fall einzelner Spannstahlbrüche in einwandfrei verpressten Hüllrohren wieder über Verbundspannungen verankern und in einem Abstand entsprechend der Einleitungslänge wieder mitwirken. Deutlichere Auswirkungen auf die Durchbiegungen sind zu erwarten, wenn ganze Spannlieder auf einer größeren Länge vollständig ausfallen, wie bei den eingangs beschriebenen Schadensfällen im Hochbau mit Einsturzfolge.

### Zur Messung von Schallemissionen

Bruchprozesse im Inneren eines Bauteils werden in Form von elastischen Wellen als Schallemissionen ausgesendet. Diese liegen mit Frequenzen im Bereich des hörbaren Schalls und des Ultraschalls. Bei der Schallemissionsanalyse werden diese Schallwellen registriert und analysiert. So lassen sich Erkenntnisse im Hinblick auf Schädigungsvorgänge wie beispielsweise Spannstahlbrüche gewinnen. Dazu werden in ausreichender Anzahl qualitativ hochwertige Sensoren und eine schnelle Software mit geeigneten Auswertemethoden benötigt. Gemessene Körperschall-Signale von Spannstahlbrüchen müssen eindeutig gegenüber Störsignalen unterschieden und identifiziert werden können.

In (SCHACHT 2019) wird über ein Beispiel berichtet, bei dem die Sensoren am Bauwerk entlang des Spanngliedverlaufs angeordnet wurden. Der Abstand der Sensoren betrug ca. 10 m. Zum Einstellen der Messtechnik wurden Spannstahlbrüche im Zusammenhang mit der Entnahme von Proben künstlich erzeugt. Es wird darauf hingewiesen, dass eine große Schwierigkeit in der Analyse von Schallemissionen aus einer Dauerüberwachung in der zuverlässigen Differenzierung zwischen den Umgebungs- und Störsignalen besteht. Die Anwendung der Methode erfordert eine umfangreiche Erfahrung mit der Messtechnik und der Datenverarbeitung. Über die Zuverlässigkeit bei der Anwendung auf reale Bauwerke liegen keine Aussagen vor.

## 3.5 Vergleichsrechnungen für die Brückenlängsrichtung

### 3.5.1 Beispiel „Lange Straße“ in Dortmund

#### Allgemeines

Im Folgenden werden die rechnerischen Untersuchungen zum Ankündigungsverhalten des Bauwerks „Lange Straße“ in Dortmund nach dem aktuellen Stand der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion (06-2011) sowie unter Berücksichtigung der Überarbeitung durchgeführt und miteinander verglichen.

### Beschreibung des Bauwerks

Bei dem 1960 errichteten Bauwerk handelt es sich um die Überführung der Lange Straße in Dortmund. Die Brücke ist im Aufriss gerade mit einer Schiefwinkligkeit des Überbaus von  $12^\circ$  (vgl. Bild 3-12). Der Überbau ist einfeldrig und besitzt eine Spannweite von 26,84 m sowie eine Gesamtbreite von 15,36 m. Die Fahrbahnbreite zwischen den Schrammborden beträgt 9,00 m. Die tragende Konstruktion besteht aus einer Reihe von acht im Querschnitt I-förmigen und 1,16 m hohen Spannbeton-Längsträgern, welche in den Drittelpunkten biegesteif mit Querträgern verbunden sind (vgl. Bild 3-9 und Bild 3-10). Der Überbau ruht auf Neopren-

Lagerplatten. Die Brückenüberbauten sind in Längsrichtung mit vergütetem Spannstahl Sigma Oval St 145/160 vorgespannt. Die Nachrechnungsrichtlinie weist explizit darauf hin, dass dieser Spannstahl als besonders Spannungsrissskorrosionsgefährdet gilt und aus diesem Grund besonders gefährdet ist.

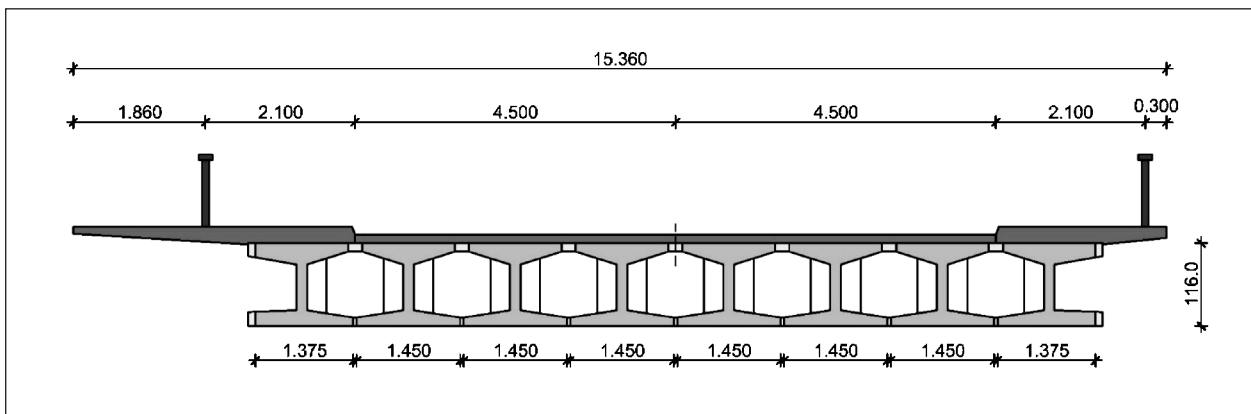


Bild 3-9: Regelquerschnitt Brückenlängsrichtung

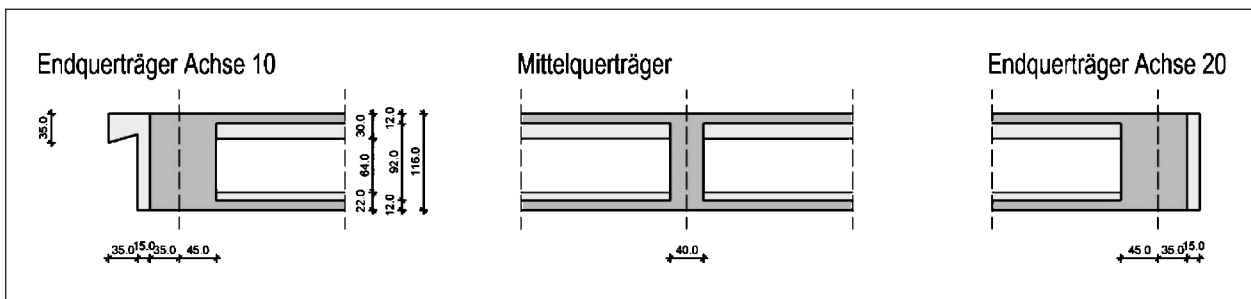


Bild 3-10: Regelquerschnitt Brückenquerrichtung

**Modellierung für die Brückenlängsrichtung**

Die Ermittlung der Überbauschnittgrößen in Längsrichtung sowie der Lagerkräfte erfolgte mithilfe des Rechenprogramms SOFiSTiK 2016. Der Überbau wurde als räumliches Tragwerk aus Stab- und Flächenelementen modelliert (Bild 3-12) Die acht Längsträger der Plattenbalkenbrücke wurden jeweils als Stabzug mit I-Querschnitt generiert, denen die gesamte Dehn- und Biegesteifigkeit der Querschnitte in Längsrichtung zugeordnet wurde. Die I-Querschnitte beinhalten somit die Abmessungen der Hauptträger einschließlich Fahrbahnplatte. Die Biegesteifigkeit der Hauptträger wurde aufgrund der Vorspannung zu 100 % angesetzt. Für die Torsionssteifigkeit erfolgte eine Abminderung auf 85 %. Zur Modellierung der Querverteilung wurden gewichtslose orthotrope Plattenelemente verwendet, deren Steifigkeit in Brückenlängsrichtung Null ist, da die Längssteifigkeit der Fahrbahnplatte bereits in

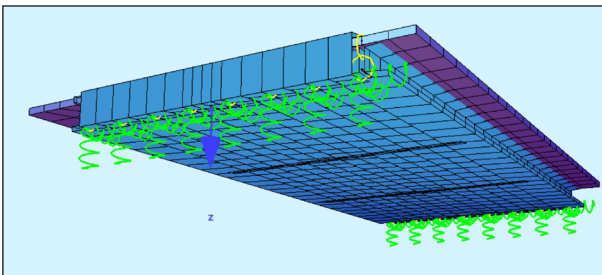


Bild 3-11: Animation des Rechenmodells für die Längsrichtung

den Stabquerschnitten enthalten ist. Die Endquerträger und der Stützquerträger der Brücke wurden als Stäbe abgebildet. Die Brückenschiefwinkligkeit von 12° wurde berücksichtigt.

**Berechnungsgrundlagen in der Nachrechnungsstatik**

- Allgemeines

Der Brückenüberbau wurde in Längsrichtung mit der Brückenklasse 60 nach DIN 1072:1967-11 hinsichtlich eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens nachgewiesen. Hierzu wurden ein Randträger und ein Mittelträger rechnerisch untersucht. Es handelt sich bei dem statischen System um einen statisch bestimmt gelagerten Einfeldträger. Zwangsbeanspruchungen aus Temperaturänderungen sowie Setzungsdifferenzen brauchen somit nicht berücksichtigt zu werden.

- Baustoffe und Kenngrößen

- Beton

Aus Bestandunterlagen kann entnommen werden, dass der Überbau mit einem Beton B450 nach DIN 1045:1943-03 erstellt wurde. Gemäß Nachrechnungsrichtlinie Tabelle 11.1 lässt sich der Beton einem heutigen C30/37 nach DIN EN 206-1 zuordnen. Die charakte-

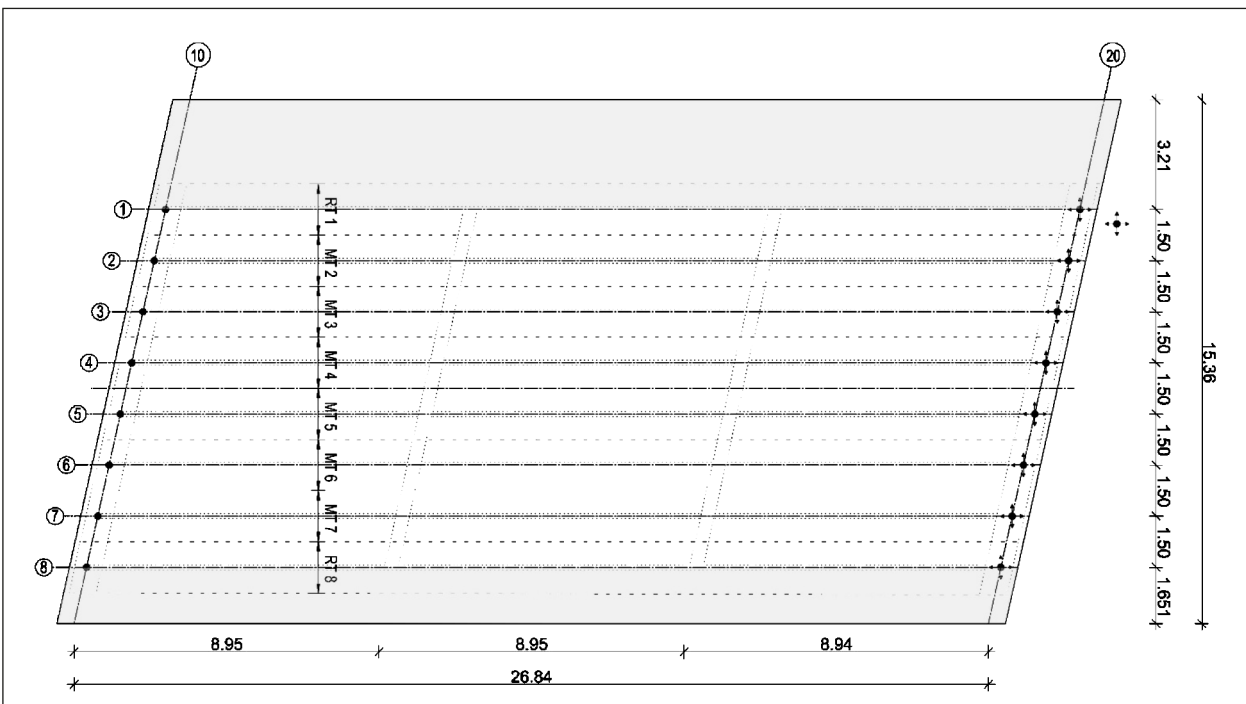


Bild 3-12: Draufsicht Längssystem



ristische Zylinderdruckfestigkeit entspricht somit 30 N/mm<sup>2</sup>. Alle weiteren Betonparameter sind für die Nachrechnung anhand der Festlegungen in DIN-FB 102 mit der charakteristischen Betondruckfestigkeit bestimmt worden.

$$f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{ctk;0,05} = 2,0 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{cm} = 35.000 \text{ MN/m}^2$$

Lediglich der Elastizitätsmodul wurde abweichend mit 35.000 MN/m<sup>2</sup> angesetzt.

– Betonstahl

Es wurde Betonstahl der festigkeitsklasse St I + St II verwendet. Der Rechenwert der Streckgrenze wurde jeweils gemäß Tabelle 2 bzw. Bild 3 der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion festgelegt (vgl. Tabelle 3-5 und Bild 3-13).

Betonstahl	Rechenwert der Streckgrenze in N/mm <sup>2</sup>
BSt I	242
BSt II a und b	396
BSt III a und b	462
BSt IV a und b	550

Tab. 3-5: Rechenwerte der Streck- bzw. β<sub>0,2</sub>-Grenzen des Betonstahls gemäß Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion

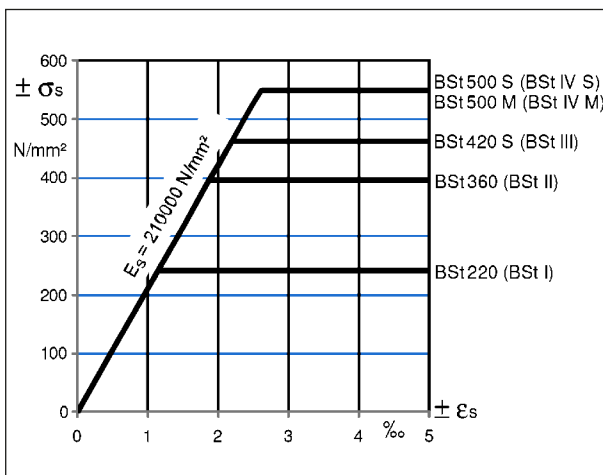


Bild 3-13: Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl (Quelle: DIN 4227:1988-12, Bild 5 abgewandelt)

- Spannstahl für die Längs und Quervorspannung

Für die Längs- und Quervorspannung wurde ein St 145/160 verwendet. Die Materialkennwerte können aus Tabelle 11.5 der Nachrechnungsrichtlinie herausgelesen werden.

$$\beta_{0,2} = 1.420 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{br} = 1.570 \text{ MN/m}^2$$

$$\beta_{0,1} = 1.175 \text{ MN/m}^2$$

$$\delta_{10} = 50 \text{ ‰}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MN/m}^2$$

• Querschnitte

Aus Bild 3-9 wird ersichtlich, dass das Brückenlängssystem aus acht I-förmigen Spannbetonträgern besteht. Hinsichtlich des Ankündungsverhaltens wurden ein Rand- und ein Mittelträger (Normalträger) geprüft. Die aus dem Rechenprogramm ermittelten und im Folgenden relevanten Querschnittswerte sind in Tabelle 3-6 aufgeführt.

• Interne Vorspannung

Die Angaben zur Vorspannung wurden für die Nachrechnung der Bestandsstatik und den Bestandsplänen entnommen. Je Träger wurden drei Spannlieder mit P&Z, Typ A100, oval 40 und 44 Litzen à 0,3 cm<sup>2</sup> (Querschnittsfläche eines Spannlieds entsprechend 13,2 cm<sup>2</sup>) verbaut. Eine Zusammenfassung der wesentlichen Angaben ist Tabelle 3-7 zu entnehmen.

	A [m <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	z <sub>c</sub> [m]	b <sub>eff</sub> [m]
Normalträger	0,666	0,136	0,559	1,5
Randträger	0,698	0,139	0,530	1,5

Tab. 3-6: Querschnittswerte Normal- und Randträger

Querschnittsfläche Litze	A = 30 mm <sup>2</sup>
Anzahl Litzen pro Spannlied	n = 44
Querschnittsfläche eines Spannlieds	A = 13,2 cm <sup>2</sup>
Reibbeiwert	μ = 0,27
Ungewollter Umlenkwinkel	β = 0,4 ‰m
Minimaler Krümmungsradius	R = 4 m
Keilschlupf am Spannende	S = 2 mm

Tab. 3-7: Kennwerte der Spannlieder



Zwei der drei Spannglieder je Träger wurden im Bereich des Untergurts angeordnet (vgl. Bild 3-15). Ein Spannglied wurde parabelförmig durch den Steg der Träger geführt (vgl. Bild 3-14). Die Vorspannkraft je Spannglied ergeben sich zu:

$$zul\sigma = 0,55 \cdot \beta_z = 0,55 \cdot 1.600 = 880 \text{ MN/m}^2$$

$$P_{max} = 88 \text{ kN/m}^2 \cdot 13,2 \text{ cm}^2 = 1.162 \text{ kN}$$

Spannkraftverluste aus Kriechen und Schwinden wurden vereinfachend in Anlehnung an die Handlungsanweisung pauschal mit 10 % angesetzt.

- Einwirkende Lasten

- Eigengewicht

Das Eigengewicht des Überbaus wird anhand der Querschnittsangaben programmintern ermittelt. Für die Wichte des Betons  $\gamma_{\text{Beton}}$  wurde ein Wert von 25 kN/m<sup>3</sup> angesetzt.

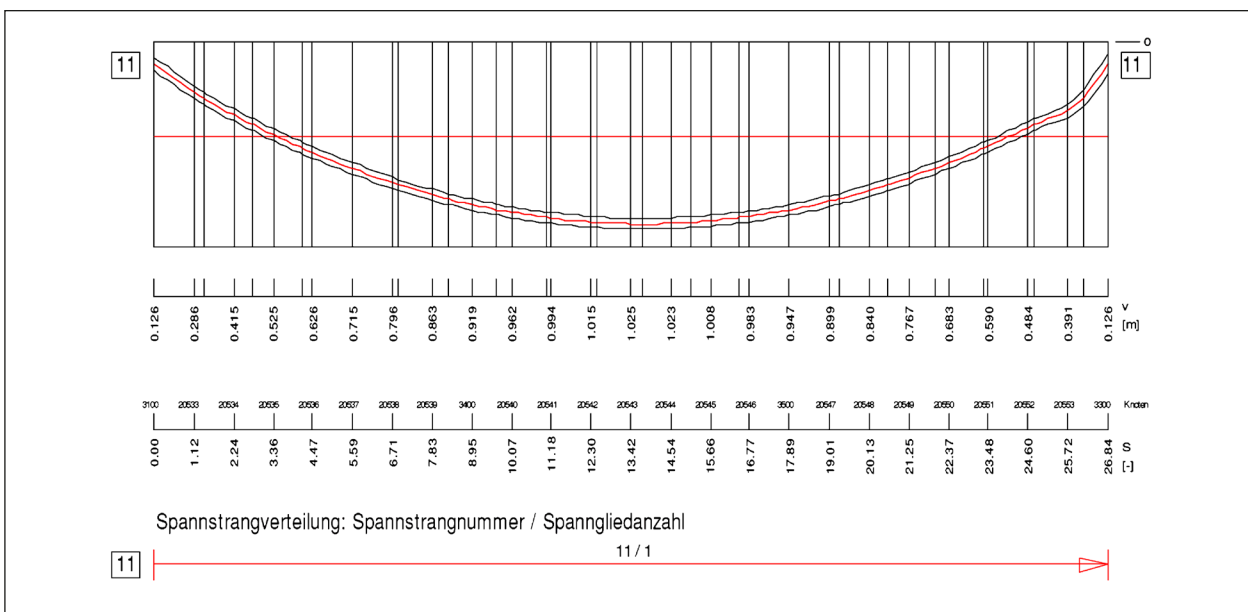


Bild 3-14: Spannliedverlauf 1

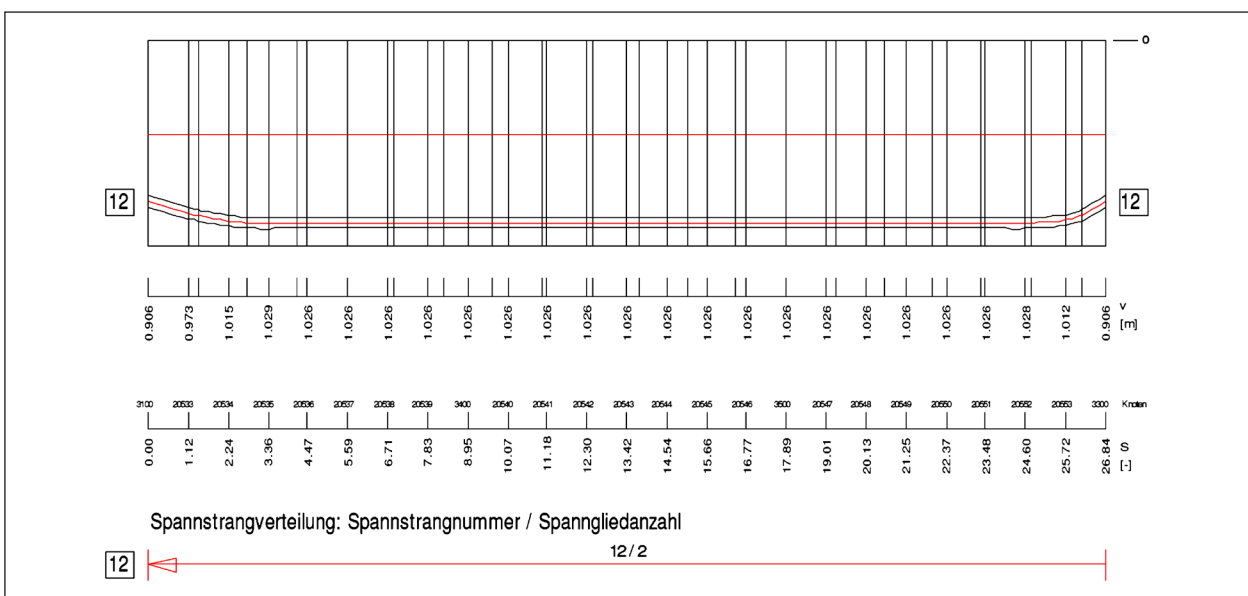


Bild 3-15: Spannliedverlauf 2

– Ausbaulast

Für die Ausbaulast wurden in der Nachrechnungsstatik der Fahrbahnbelag, die Außenkappen sowie Geländer angesetzt. Auf eine detaillierte Auflistung der Berechnungen wird an dieser Stelle verzichtet. Eine zusammenfassende Darstellung ist in Bild 3-16 gegeben.

– Temperatur

In Anlehnung an die Handlungsanweisung wurden für die rechnerische Beurteilung des Ankündigungsverhaltens in der Nachrechnungsstatik Temperaturdifferenzen wie folgt berücksichtigt:

- Oben wärmer als unten

$$\Delta T_{M,SpRK,pos} = 7,0 \text{ K}$$

- Oben kälter als unten

$$\Delta T_{M,SpRK,neg} = -3,5 \text{ K}$$

– Verkehr nach DIN 1072:1967

Das Bauwerk wurde in der Nachrechnungsstatik gemäß der BK60 aus DIN 1072:1967 hinsichtlich eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens nachgewiesen. Gemäß den Vorgaben in Bild 2-1, Tabelle 2-1 und Tabelle 2-2 ergeben sich die in Tabelle 3-8 zusammengefassten Lasten.

Aus Bild 3-17 bis Bild 3-19 werden die im Rechenprogramm angesetzten Laststellungen der Verkehrslasten ersichtlich.

Nebenspur	$p_{\text{Grund}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Hauptspur	$p_{\text{HS}} = 5,0 \cdot 1,185 = 5,925 \text{ kN/m}^2$
Überlast	$p_{\text{Überlast}} = 5,925 - 3,0 = 2,925 \text{ kN/m}^2$
Radlasten	$P_{\text{SLW}} = 100 \cdot 1,185 = 118,5 \text{ kN}$

Tab. 3-8: Zusammenfassung der Verkehrslasten nach DIN 1072:1967

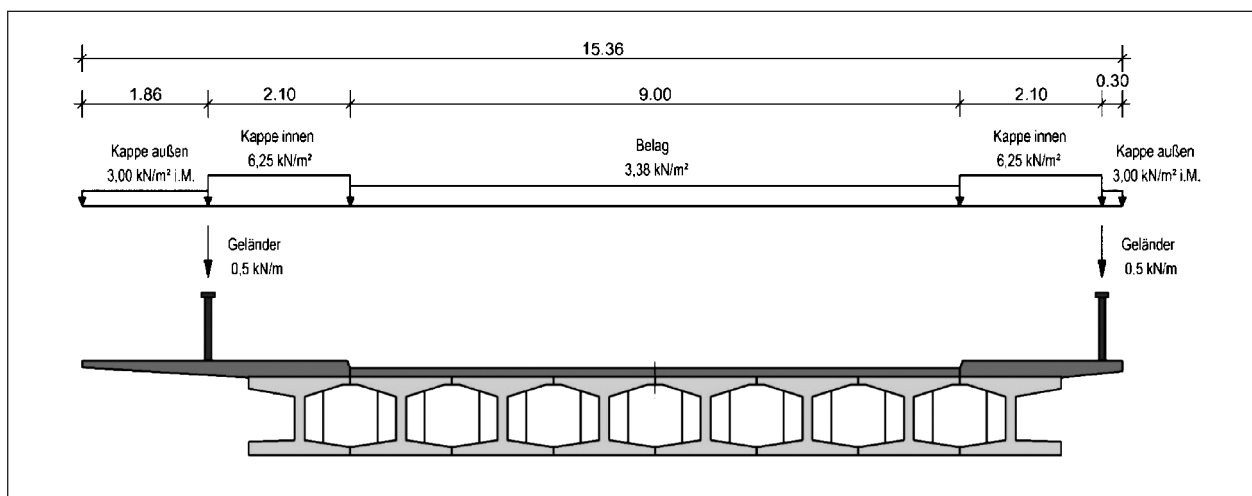


Bild 3-16: Ausbaulasten auf Brückenüberbau

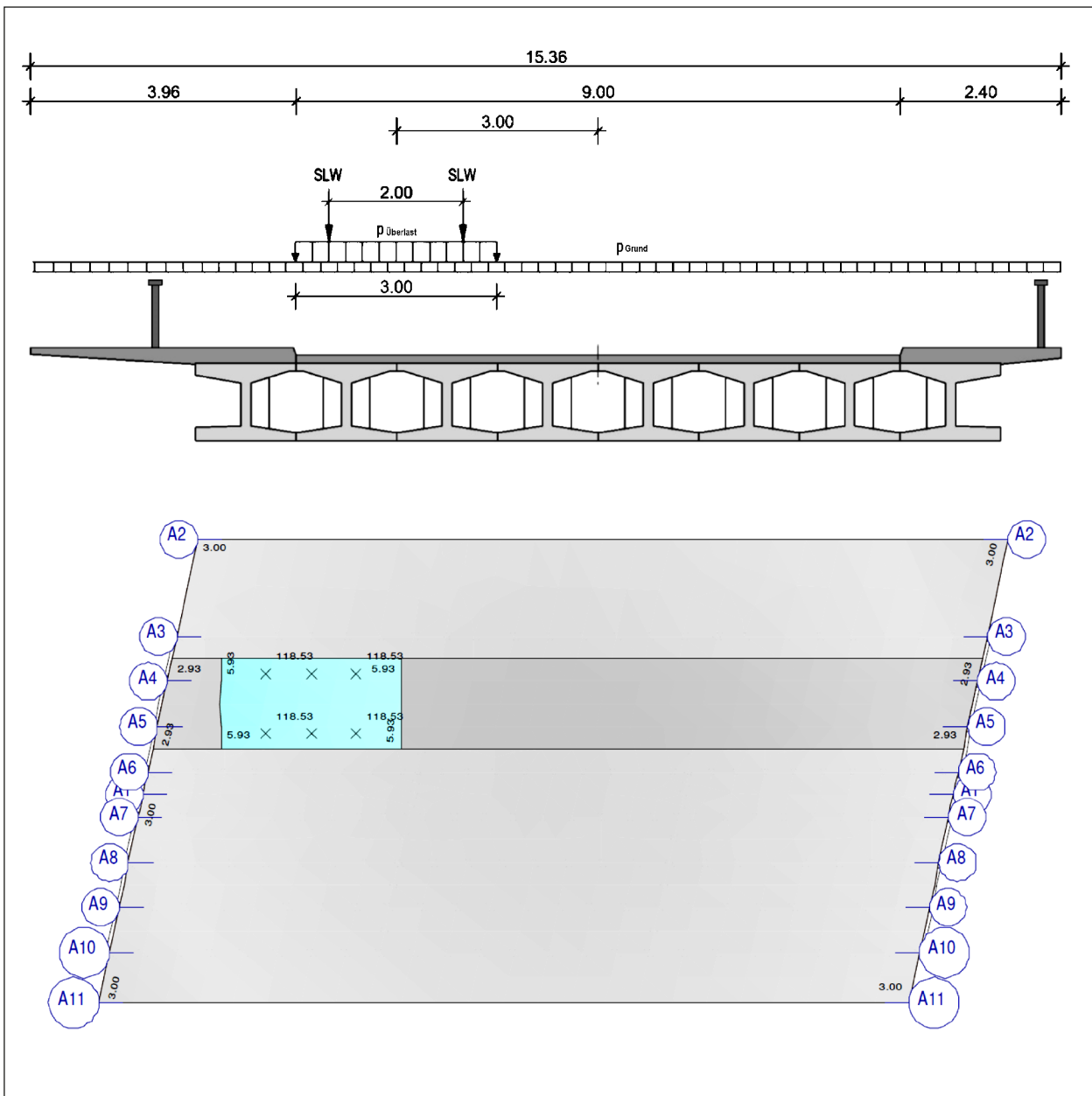


Bild 3-17: Verkehr BK60 – Laststellung 1: Schnitt und Draufsicht

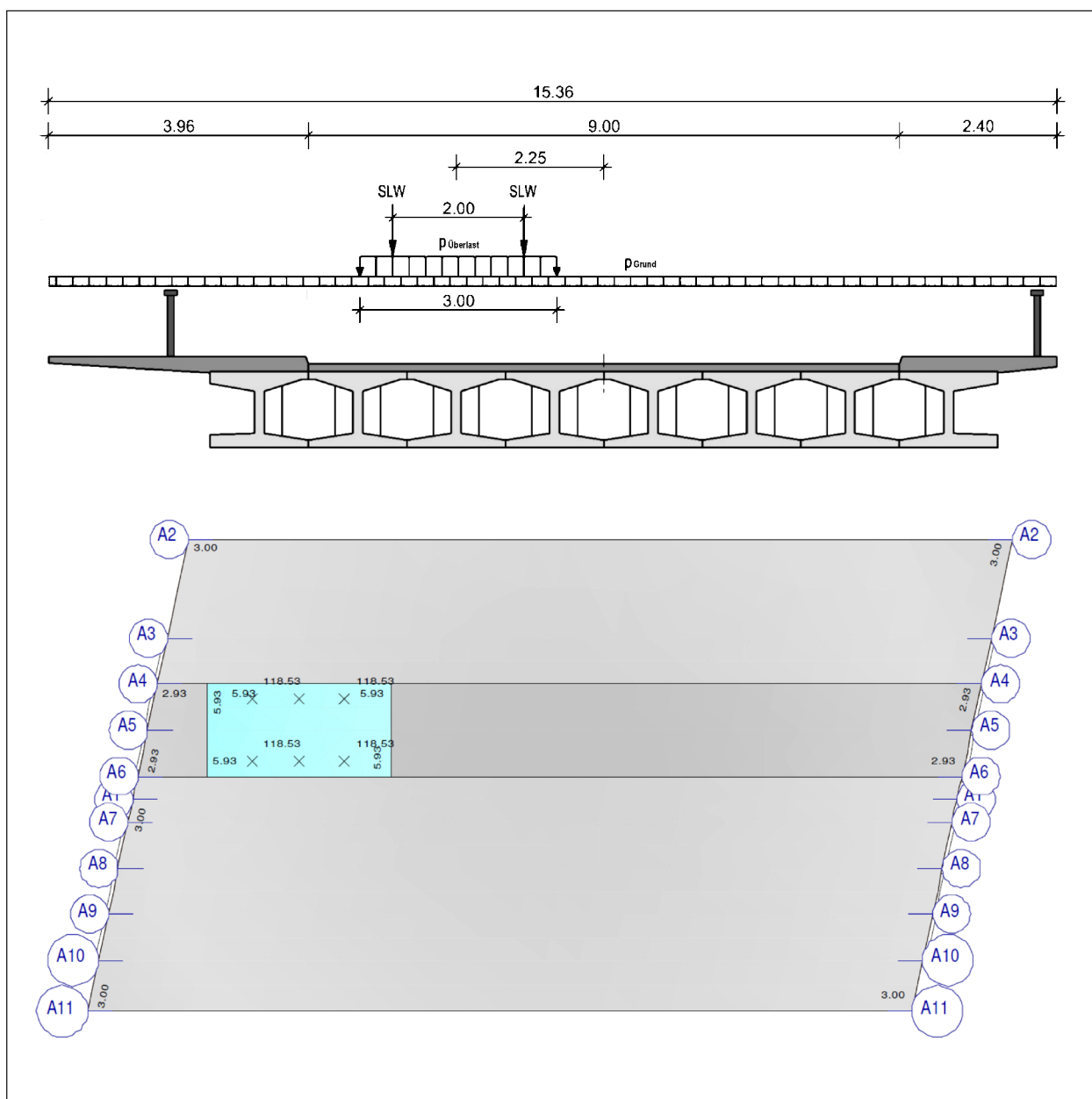


Bild 3-18: Verkehr BK60 – Laststellung 2: Schnitt und Draufsicht

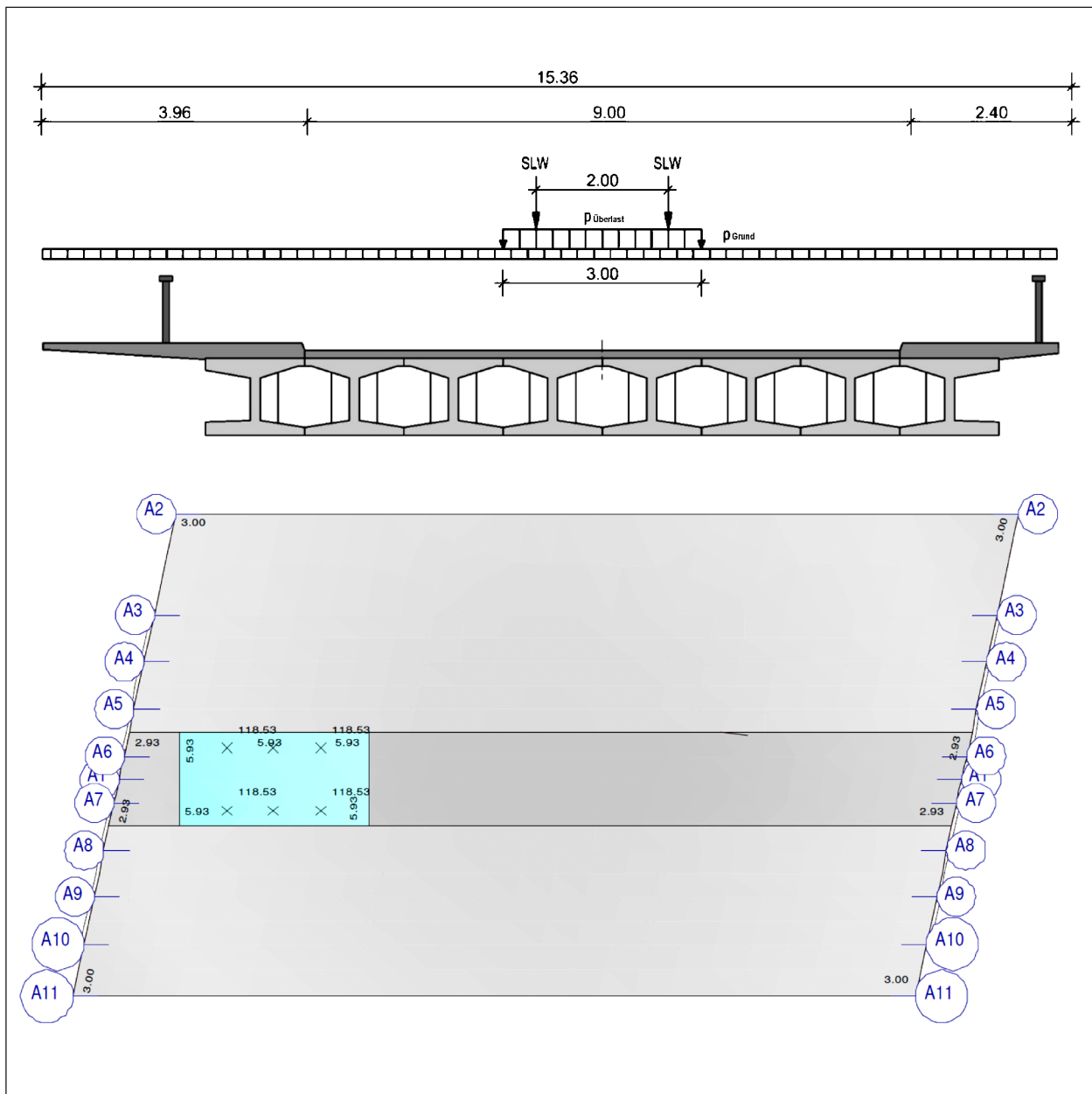


Bild 3-19: Verkehr BK60 – Laststellung 3: Schnitt und Draufsicht

### Modifizierte Berechnungsgrundlagen nach überarbeiteter Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion

- Einwirkende Lasten
  - Verkehr nach DIN-FB 101

In Anlehnung an die überarbeitete Handlungsanweisung wird das Ziellastniveau in Abhängigkeit der Verkehrsstärke und Verkehrsart für die alten Brückenklassen durch eine Modifikation des Lastmodells LM1 gemäß DIN-FB 101 mit sogenannten f-Faktoren

äquivalent abgebildet werden ( $f_i \cdot LM1$  mit  $f_i \leq 1,0$ , vgl. Kapitel 2.1).

Die alte Brückenkategorie der Überführung Lange Straße war BK60. Da es sich bei dem Bauwerk um eine innerstädtische Überführung handelt, wird im Folgenden die Verkehrsart „Ortverkehr“ angesetzt. Angaben zu den DTV-SV Zahlen lagen zum derzeitigen Stand nicht vor, sodass drei verschiedene Verkehrsstärken zu Vergleichszwecken untersucht werden:

- Fall a):  $0 < \text{DTV-SV} < 2.000$
- Fall b):  $2.000 \leq \text{DTV-SV} < 10.000$
- Fall c):  $10.000 \leq \text{DTV-SV} < 20.000$

Gemäß Tabelle 2-6 und Tabelle 2-7 ergeben sich die folgenden Faktoren  $f_i$  auf den Lastmodell LM1 gemäß DIN-FB 101:

- Fall a):  $0,65 \cdot \text{LM1}$
- Fall b):  $0,70 \cdot \text{LM1}$
- Fall c):  $0,75 \cdot \text{LM1}$

Die anzusetzenden Verkehrslasten ergeben sich demnach zu:

- Flächenlast vor und hinter dem SLW
  - BK60:  $\rho_{\text{HS}} = 5,93 \text{ kN/m}^2$
  - Fall a):  $\rho_{\text{HS,a}} = 5,85 \text{ kN/m}^2$
  - Fall b):  $\rho_{\text{HS,b}} = 6,30 \text{ kN/m}^2$
  - Fall c):  $\rho_{\text{HS,c}} = 6,75 \text{ kN/m}^2$
- Flächenlast Nebenspur und Restfläche
  - BK60:  $\rho_{\text{Grund}} = 3,00 \text{ kN/m}^2$
  - Fall a):  $\rho_{\text{Grund,a}} = 1,63 \text{ kN/m}^2$
  - Fall b):  $\rho_{\text{Grund,b}} = 1,75 \text{ kN/m}^2$
  - Fall c):  $\rho_{\text{Grund,c}} = 1,88 \text{ kN/m}^2$
- Einzellasten aus SLW bzw. TS
  - BK60:  $P_{\text{SLW}} = 6 \cdot 118,5 = 711 \text{ kN}$
  - Fall a):  $P_{\text{TS1}} = 4 \cdot 78 = 312 \text{ kN}$   
 $P_{\text{TS2}} = 4 \cdot 52 = 208 \text{ kN}$   
 $P_{\text{TS,a}} = 312 + 208 = 520 \text{ kN}$
  - Fall b):  $P_{\text{TS1}} = 4 \cdot 84 = 336 \text{ kN}$   
 $P_{\text{TS2}} = 4 \cdot 56 = 224 \text{ kN}$   
 $P_{\text{TS,b}} = 336 + 224 = 560 \text{ kN}$
  - Fall c):  $P_{\text{TS1}} = 4 \cdot 90 = 360 \text{ kN}$   
 $P_{\text{TS2}} = 4 \cdot 60 = 240 \text{ kN}$   
 $P_{\text{TS,c}} = 360 + 240 = 600 \text{ kN}$

Bild 3-20 ( $0,65 \cdot \text{LM1}$ ), Bild 3-21 ( $0,70 \cdot \text{LM1}$ ) und Bild 3-22 ( $0,75 \cdot \text{LM1}$ ) zeigen jeweils beispielhaft die im Rechenprogramm angesetzten Beanspruchungen für die Laststellung 3.

#### – Temperaturbeanspruchung

Die Temperaturbeanspruchungen werden gemäß Kapitel 2.3 aus Tabelle 6.1 aus DIN-FB 101 bzw. Tabelle 6.1 aus DIN EN 1991-1-5 (vgl. Tabelle 2-12 und Tabelle 2-13) entnommen. Hieraus ergeben sich die linearen Temperaturunterschiede für eine Träger-Betonkonstruktion (Typ 3) zu:

- Oberseite wärmer als Unterseite:  
 $\Delta T_{\text{M,heat}} = 15 \text{ K}$
- Unterseite wärmer als Oberseite:  
 $\Delta T_{\text{M,cool}} = 8 \text{ K}$

Die in DIN EN 1992-1-5, Tabelle 6.1 angegebenen Werte gelten für eine Dicke des Oberen Fahrbahnbelags von 50 mm. Gemäß Ausführungsunterlagen beträgt die ausgeführte Dicke des Fahrbahnbelags 120 mm. Gemäß DIN EN 1992-1-5, Tabelle 6.2 kann der günstige Einfluss der größeren Belagsdicke über die  $k_{\text{sur}}$ -Werte berücksichtigt werden. Die angepassten Beanspruchungen betragen somit:

- Oberseite wärmer als Unterseite:  
 $\Delta T_{\text{M,heat}} = 0,62 \cdot 15 = 9,3 \text{ K}$
- Unterseite wärmer als Oberseite:  
 $\Delta T_{\text{M,cool}} = 1,0 \cdot 8 = 8 \text{ K}$

Da die Überbauträger in Längsrichtung als Einfeldträger ausgebildet und somit statisch bestimmt gelagert sind, ergeben sich aus der Temperaturbeanspruchung keine zusätzlichen Zwangsschnittgrößen, die bei der Berechnung zu berücksichtigen sind.



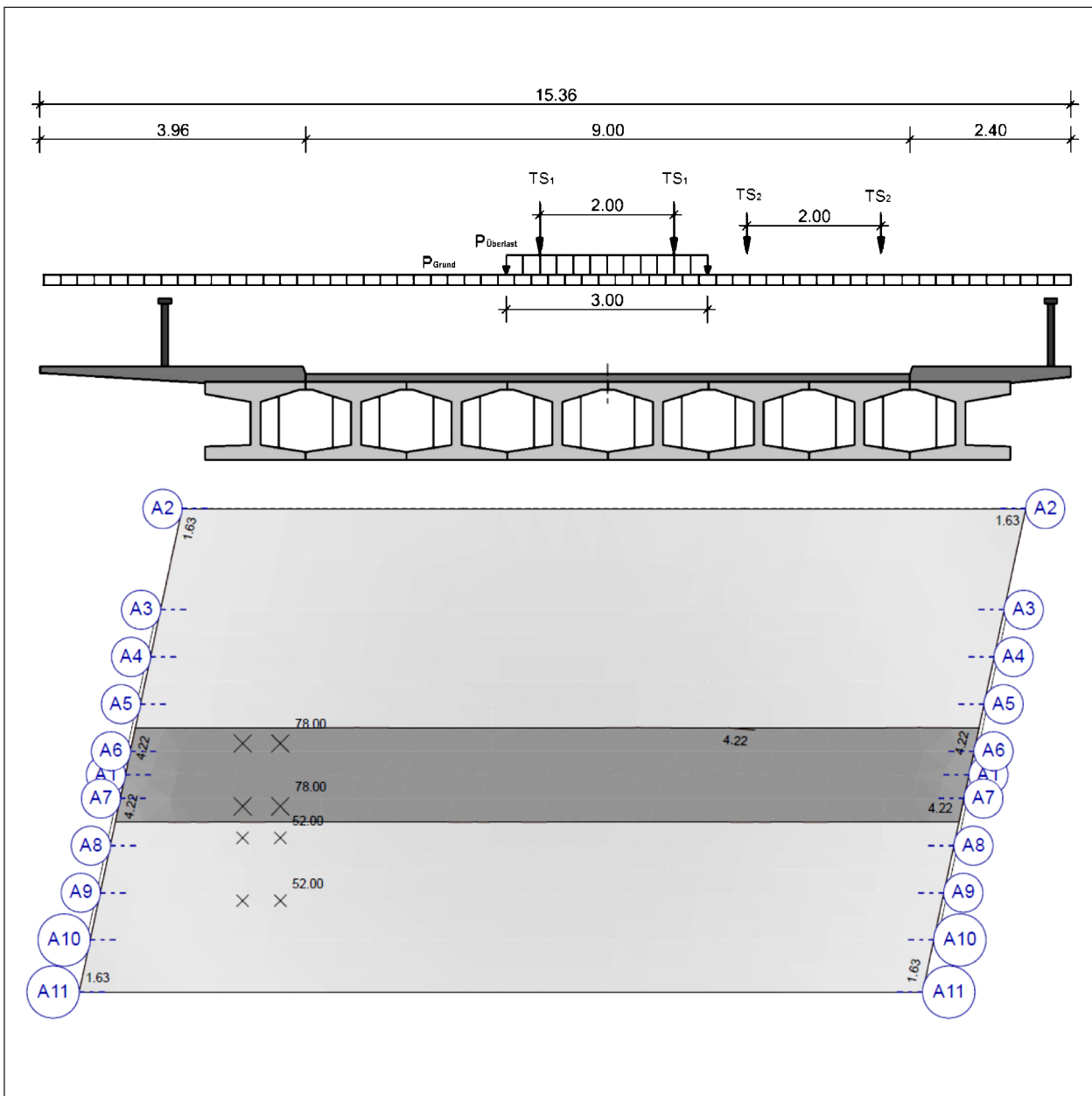


Bild 3-20: Fall a) Verkehr 0,65 · LM1 – Laststellung 3: Schnitt und Draufsicht

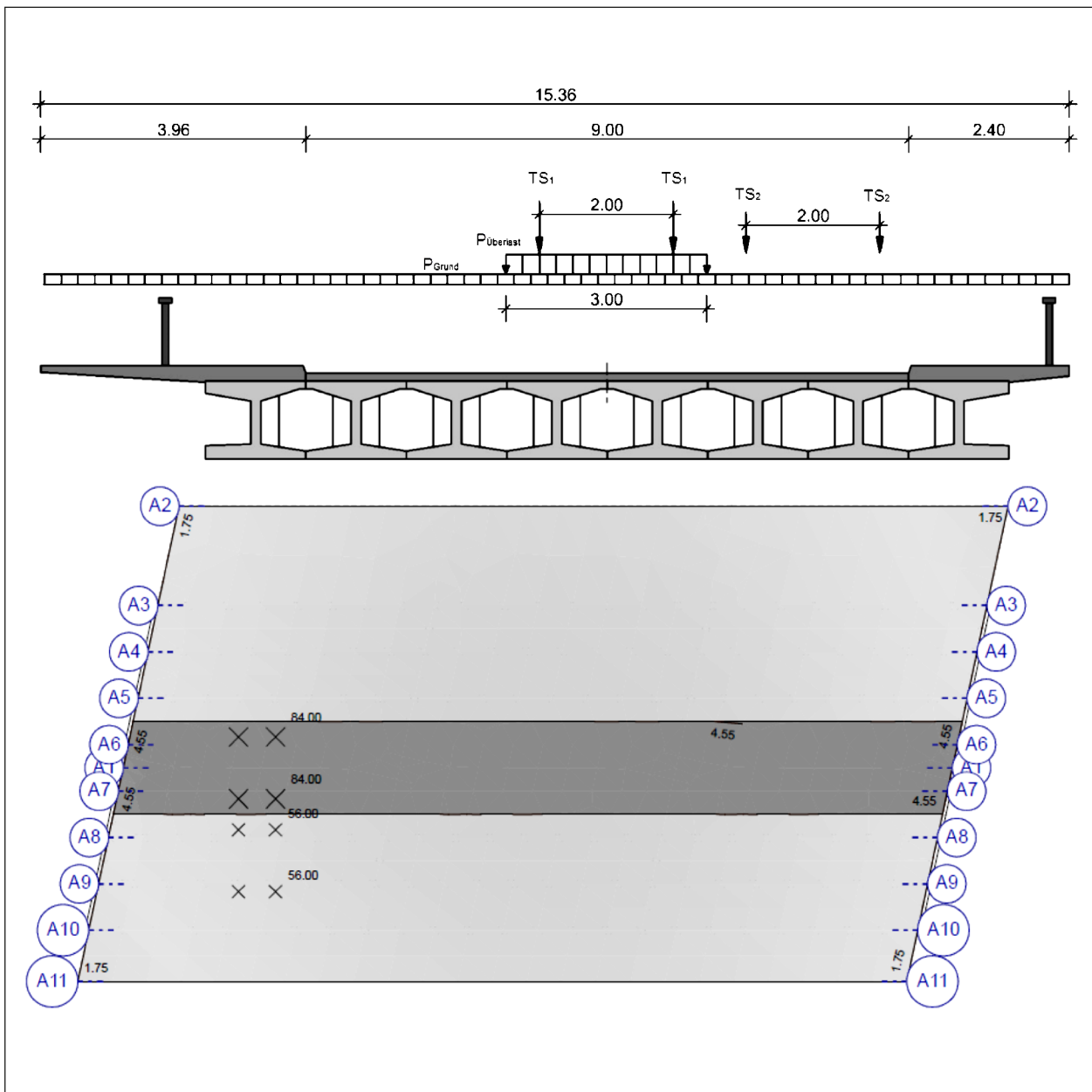


Bild 3-21: Fall b) Verkehr 0,70 · LM1 – Laststellung 3: Schnitt und Draufsicht

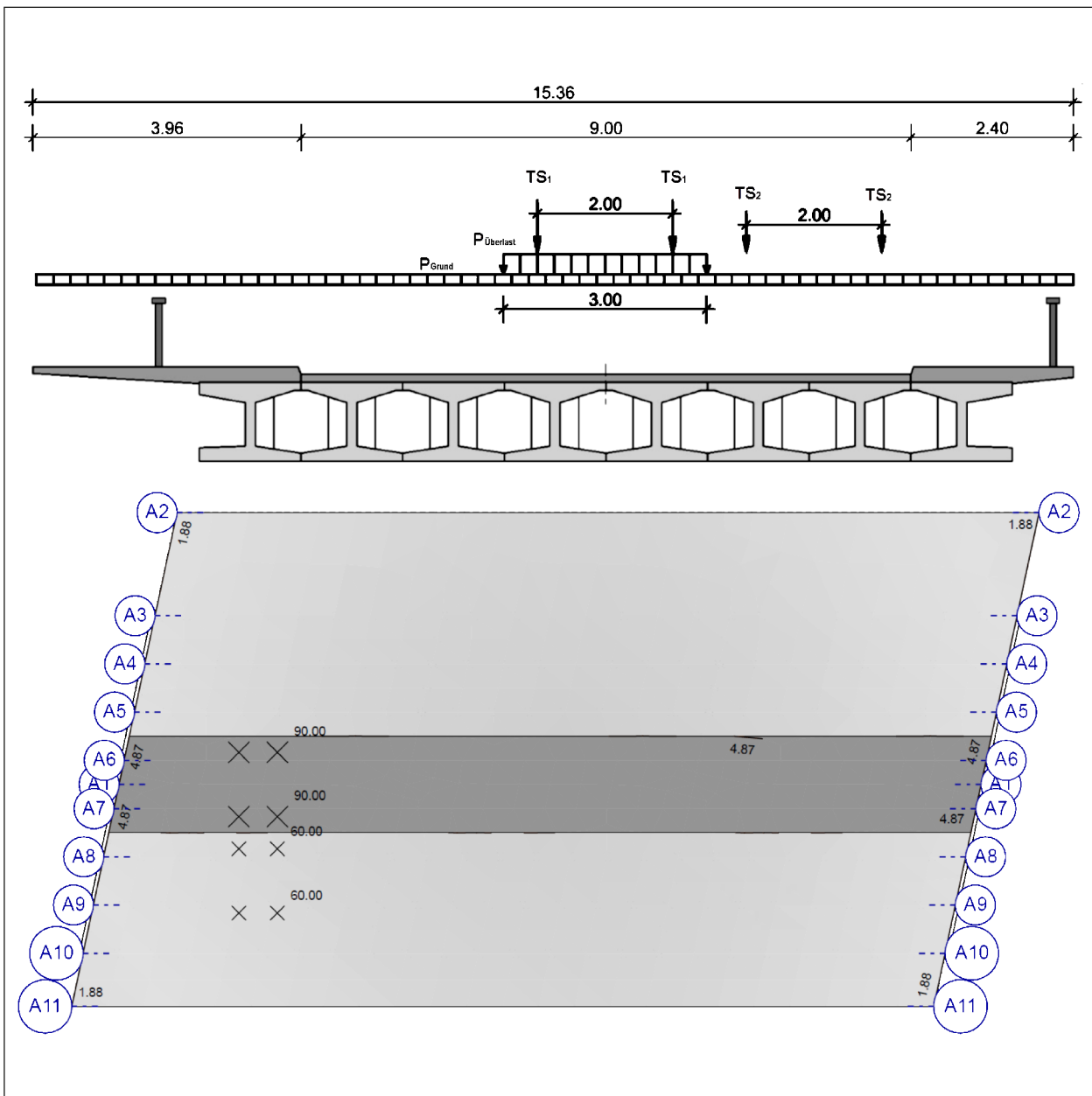


Bild 3-22: Fall c) Verkehr 0,75 · LM1 – Laststellung 3: Schnitt und Draufsicht

### Schnittgrößendarstellung eines Mittelträgers

In Tabelle 3-9 sind die für den Nachweis des Ankündungsverhaltens maßgebenden Schnittgrößen aus den äußeren Einwirkungen tabellarisch in den Zehntelpunkten eines Mittelträgers für die Brückenlängsrichtung dargestellt. In der Tabelle wird zwischen den verschiedenen Verkehrslastmodellen (BK60, 0,65 · LM1, 0,7 · LM1 und 0,75 · LM1) unterschieden. Die maximalen Biegemomente der verschiedenen Verkehrsmodelle sind in Bild 3-23 grafisch dargestellt.

Bild 3-24 zeigt die maximalen Biegemomente infolge der häufigen Einwirkungskombination  $\max M_{freq}$ , die für die Ermittlung der verbleibenden Restspannstahlfläche maßgebend ist. Bei der Ermittlung wurden unterschiedliche Kombinationsvorschriften angesetzt.

Die angegebenen Biegemomente aus der Brückensklasse 60 ergeben sich aus der Einwirkungskombination gemäß Handlungsanweisung Spannungsrisikokorrosion (06/2011):

$$M_{freq} = M_G + 0,5 \cdot M_{BK60} (+ 0,5 \cdot \Delta T_M)$$

Maximales Moment infolge ständiger Lasten $M_g$ [kNm]											
NW-Schnitt	0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L	0,6 L	0,7 L	0,8 L	0,9 L	1,0 L
ständige Last	0	1.030	1.550	1.970	2.241	2.367	2.239	1.970	1.551	1.021	0
Maximales Moment infolge gleichmäßig verteilter Verkehrslast $M_{q,UDL}$ [kNm]											
NW-Schnitt	0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L	0,6 L	0,7 L	0,8 L	0,9 L	1,0 L
BK60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
LM1 x 0,65	0	217	322	395	453	496	457	402	331	224	0
LM1 x 0,70	0	233	346	425	487	533	491	432	355	241	0
LM1 x 0,75	0	250	372	456	522	572	527	464	381	258	0
Maximales Moment infolge Achslasten $M_{q,TS/SLW}$ [kNm]											
NW-Schnitt	0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L	0,6 L	0,7 L	0,8 L	0,9 L	1,0 L
BK60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
LM1 x 0,65	0	297	417	472	531	591	532	477	421	304	0
LM1 x 0,70	0	320	449	509	572	637	573	514	453	327	0
LM1 x 0,75	0	343	481	545	613	682	614	550	486	350	0
Maximales Moment infolge Gesamtverkehr $M_{qk}$ [kNm]											
NW-Schnitt	0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L	0,6 L	0,7 L	0,8 L	0,9 L	1,0 L
BK60	0	671	962	1.130	1.289	1.437	1.297	1.158	993	709	0
LM1 x 0,65	0	514	739	867	984	1.087	989	879	752	528	0
LM1 x 0,70	0	553	795	934	1.059	1.170	1.064	946	808	568	0
LM1 x 0,75	0	593	853	1.001	1.135	1.254	1.141	1.014	867	608	0
Maximales Moment für häufiger EWK $M_{freq}$ [kNm]											
NW-Schnitt	0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L	0,6 L	0,7 L	0,8 L	0,9 L	1,0 L
BK60	0	1.366	2.031	2.535	2.886	3.086	2.888	2.549	2.048	1.376	0
LM1 x 0,65	0	1.340	1.992	2.482	2.820	3.009	2.821	2.489	1.999	1.339	0
LM1 x 0,70	0	1.363	2.025	2.522	2.865	3.058	2.865	2.528	2.033	1.363	0
LM1 x 0,75	0	1.387	2.060	2.561	2.910	3.107	2.910	2.568	2.068	1.387	0

Tab. 3-9: Schnittgrößenvergleich für einen Mittelträger in den Zehntelpunkten mit den verschiedenen Lastmodellen

Hierbei werden die Schnittgrößen aus Verkehr und – falls vorhanden – aus Temperatur mit dem Kombinationsbeiwert 0,50 überlagert.

Nach der Anpassung der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion an die Nachrechnungsrichtlinie, erfolgt die Überlagerung der Schnittgrößen gemäß der Kombinationsvorschrift nach DIN EN 1990 mit den Kombinationsbeiwerten:

- UDL-Lasten:  $\psi_1 = 0,40$ ;  $\psi_2 = 0,20$
- TS-Lasten:  $\psi_1 = 0,75$ ;  $\psi_2 = 0,20$
- Temperatur:  $\psi_1 = 0,80$ ;  $\psi_2 = 0,50$

Die Kombinationsvorschrift ergibt sich somit zu:

$$M_{freq} = M_G + 0,75 \cdot M_{TS} + 0,40 \cdot M_{UDL} (+ 0,5 \cdot \Delta T_M)$$

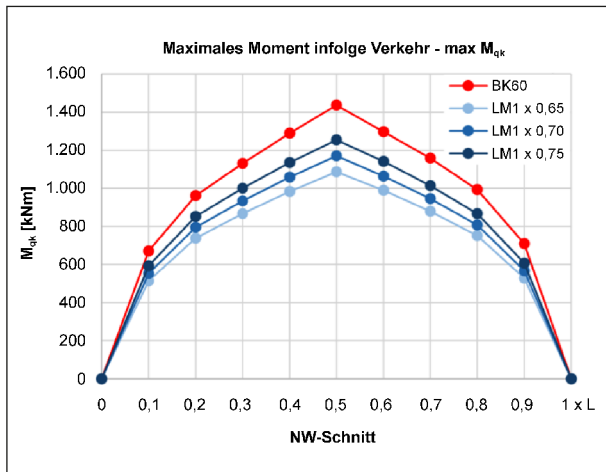


Bild 3-23: Maximale Biegemomente aus Verkehr

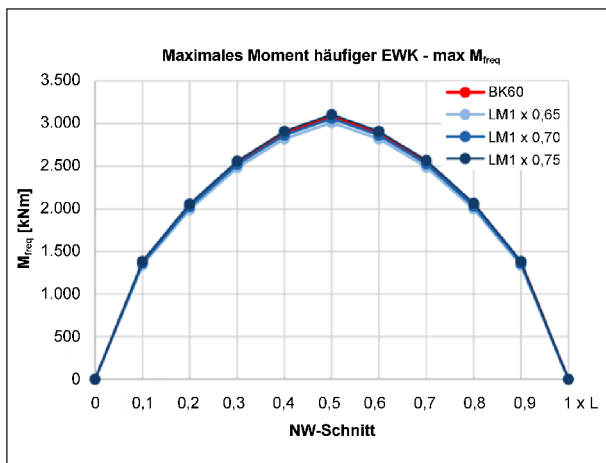


Bild 3-24: Maximale Biegemomente aus der häufigen Einwirkungskombination

### Ermittlung der bezogenen Restspannstahlfläche

Die Ermittlung der bezogenen Restspannstahlfläche erfolgt unter der häufigen Einwirkungskombination. Hierbei wird die Vorspannkraft solange reduziert, bis am Querschnittsrand der Mittelwert der Zugfestigkeit  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MN/m}^2$  bzw.  $\beta_{bz} = 2,9 \text{ MN/m}^2$  erreicht wird. Die Spannkraftverluste dürfen pauschal zu 10 % angesetzt werden.

In Tabelle 3-10 und Bild 3-25 sind die Ergebnisse dargestellt. Aufgrund der etwas geringeren Beanspruchung für die Lastmodelle  $0,65 \cdot \text{LM1}$  und  $0,70 \cdot \text{LM1}$  ergeben sich entsprechend auch etwas geringere verbleibende bezogene Restspannstahlflächen.

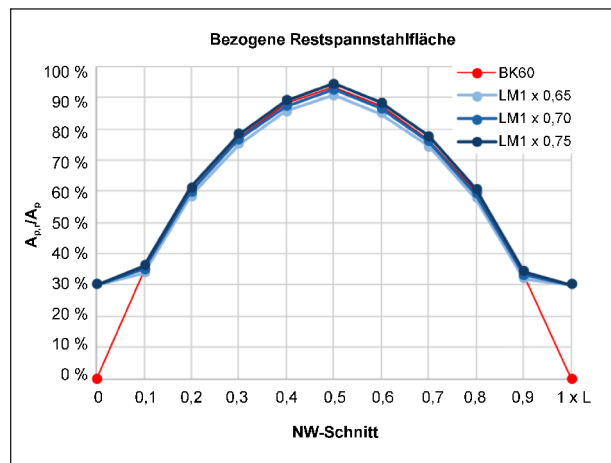


Bild 3-25: Bezogene Restspannstahlfläche

Bezogene Restspannstahlfläche $A_{p,r}/A_p$ [kNm]											
NW-Schnitt	0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L	0,6 L	0,7 L	0,8 L	0,9 L	1,0 L
BK60	0,00	0,35	0,60	0,77	0,88	0,94	0,87	0,77	0,60	0,34	0,00
LM1 x 0,65	0,30	0,34	0,58	0,75	0,85	0,91	0,85	0,74	0,58	0,32	0,30
LM1 x 0,70	0,30	0,35	0,60	0,77	0,87	0,92	0,87	0,76	0,59	0,33	0,30
LM1 x 0,75	0,30	0,36	0,61	0,78	0,89	0,94	0,88	0,78	0,61	0,34	0,30

Tab. 3-10: Vergleich der bezogenen Restspannstahlfläche  $A_{p,r}/A_p$  unter der häufigen Einwirkungskombination für die verschiedenen Verkehrslastmodelle

### Ermittlung der Restbruchsicherheit

Die Ermittlung der Restbruchsicherheit zum Zeitpunkt der Rissbildung erfolgt gemäß Kapitel 6.3 der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion.

Hierfür werden die Tragwiderstände aus der vorhandenen Betonstahlbewehrung ( $M_{AS}$ ) und aus der restlichen, nicht ausgefallenen Spannstahlfläche ( $M_{Ap,r}$ ) unter Ansatz einer parabel-rechteckförmigen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Beton angesetzt. Der Gesamtragwiderstand  $M_{Rd}(A_S + A_{p,r})$  wird der nachfolgend angegebenen Einwirkungskombination gegenübergestellt.

$$\gamma_G \cdot M_{Gk} + \gamma_{Qk} + M_{P,ind,\infty} + M_{\Delta T_M} \leq M_{Rd}(A_S + A_{p,r})$$

mit

$$\gamma_{G,sup} = 1,0, \gamma_{G,inf} = 0,9$$

$$\gamma_{Qk} \geq 1,1$$

Zusätzlich kann der maximale Sicherheitsfaktor für die Verkehrslasten  $\gamma_{q,max}$  bestimmt werden, der mit der verbliebenden Spannstahlfläche erreicht werden kann.

Die Tabelle 3-11 zeigt die Auslastungsgrade bzw. maximalen Teilsicherheitsfaktoren für die verschie-

denen Verkehrslastmodelle. Diese sind zudem in Bild 3-27 sowie Bild 3-28 grafisch dargestellt. Im Folgenden wird auf einige Unterschiede bei der Ermittlung nach Umstellung der Handlungsanweisung eingegangen.

- Gemäß Handlungsanweisung Stand 06/2011

Die Ermittlung der Restbruchsicherheit erfolgt gemäß Handlungsanweisung Stand 06/2011 für eine maximale Betondruckspannung von  $\beta_R = 24 \text{ MN/m}^2$ .

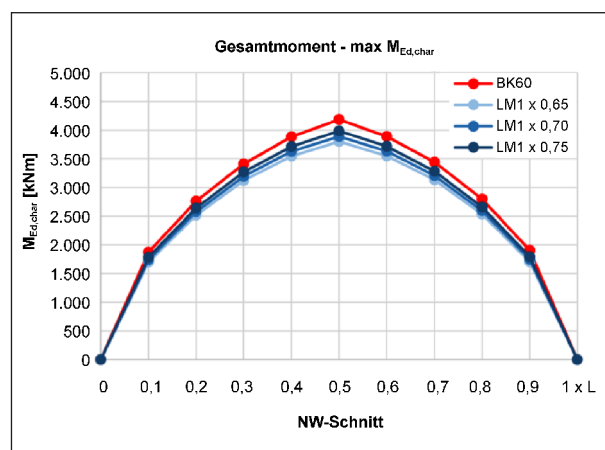


Bild 3-26: Überlagerungsschnittgrößen max  $M_{Ed,char}$  zur Ermittlung der Restbruchsicherheit

Gesamtmoment $M_{Ed,char}$											
NW-Schnitt	0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L	0,6 L	0,7 L	0,8 L	0,9 L	1,0 L
BK60	0,000	1871	2763	3410	3883	4184	3890	3441	2798	1903	0,000
LM1 x 0,65	0,000	1698	2518	3121	3548	3799	3551	3134	2533	1704	0,000
LM1 x 0,70	0,000	1741	2580	3194	3630	3891	3633	3208	2595	1748	0,000
LM1 x 0,75	0,000	1785	2643	3268	3714	3983	3718	3282	2660	1792	0,000
Ausnutzungsgrad $M_{Ed,char}/M_{Rd}(A_S + A_{p,r})$											
NW-Schnitt	0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L	0,6 L	0,7 L	0,8 L	0,9 L	1,0 L
BK60	0,000	0,849	0,787	0,712	0,714	0,721	0,715	0,715	0,791	0,876	0,000
LM1 x 0,65	0,000	0,791	0,734	0,666	0,667	0,671	0,668	0,668	0,737	0,815	0,000
LM1 x 0,70	0,000	0,792	0,737	0,670	0,672	0,676	0,673	0,672	0,740	0,815	0,000
LM1 x 0,75	0,000	0,793	0,740	0,675	0,677	0,681	0,678	0,677	0,744	0,816	0,000
Maximaler Teilsicherheitsfaktor für Verkehr max $\gamma_p$											
NW-Schnitt	0 L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L	0,6 L	0,7 L	0,8 L	0,9 L	1,0 L
BK60	1,100	1,596	1,879	2,322	2,309	2,229	2,297	2,282	1,843	1,478	1,100
LM1 x 0,65	1,100	1,976	2,338	2,909	2,901	2,816	2,886	2,875	2,303	1,835	1,100
LM1 x 0,70	1,100	1,927	2,259	2,782	2,774	2,694	2,761	2,752	2,228	1,797	1,100
LM1 x 0,75	1,100	1,884	2,186	2,672	2,662	2,587	2,649	2,643	2,158	1,763	1,100

Tab. 3-11: Übersicht der Restbruchsicherheit des Mittelträgers in den Zehntelpunkten



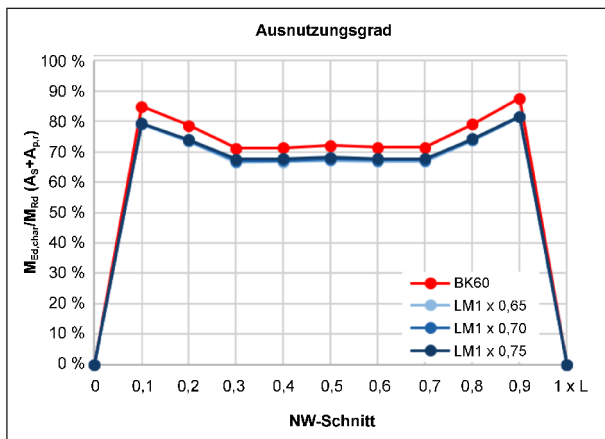


Bild 3-27: Restbruchsicherheit mit verbleibender Restspannstahlfläche  $A_{p,r}$  mit  $\gamma_{Q,k} = 1,1$

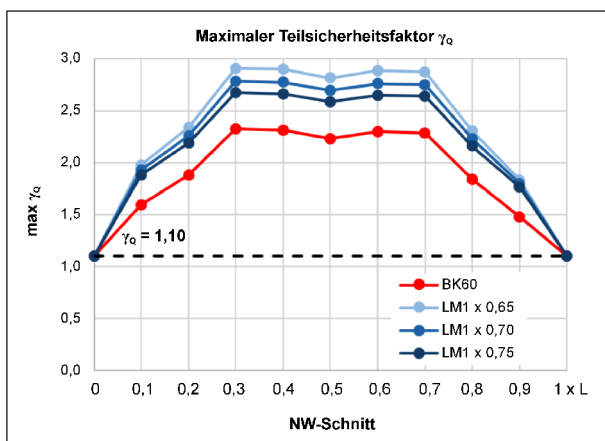


Bild 3-28: Maximaler Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrsbeanspruchung

Für die Betonstahlbewehrung darf als Rechenwert der Streckgrenze  $\beta_{0,2} = 396 \text{ MN/m}^2$  für den eingebauten Betonstahl BSt II verwendet werden. Hierbei sind die Dehnungen des Betonstahls  $\epsilon_s$  bzw. die Zusatzdehnungen des Spannstahls  $\epsilon_p - \epsilon_p^0$  im rechnerischen Bruchzustand auf den Grenzwert von 5 % zu begrenzen.

- Überarbeitete Handlungsanweisung

Für die rechnerische Ermittlung der Restbruchsicherheit wird die charakteristische Betondruckfestigkeit für außergewöhnliche Beanspruchung ( $\gamma_c = 1,30$ ) angesetzt:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot 30 / 1,30 = 19,6 \text{ MN/m}^2$$

Die Betonstahlbewehrung darf mit  $f_{ym} = 396 \text{ MN/m}^2$  angesetzt werden, wodurch der gleiche Rechenwert verwendet wird. Allerdings darf die Grenzdehnung des Betonstahls  $\epsilon_s$  bzw. die Zusatzdehnung  $\epsilon_p - \epsilon_p^0$  auf 25 % vergrößert werden.

- Vereinfachter Rechenansatz zur Bestimmung der Restbruchsicherheit

Für das dargestellte Rechenbeispiel wurde ein vereinfachter Rechenansatz zur Bestimmung der Widerstandsgröße  $M_{Rd}(A_s + A_{p,r})$  angewendet. Hierzu wurde der Hebelarm der inneren Tragfähigkeit über einen vereinfacht angenommenen Spannungsblock nach folgendem Ansatz ermittelt:

$$x = F_{cd} / (b_{eff} \cdot \alpha_R \cdot f_{cd})$$

mit

$$\alpha_R \approx 0,8$$

$$\alpha \approx 0,4 \cdot x$$

$$\Rightarrow z_s \approx d_s - a \Rightarrow M_{Rd}(A_s) = f_{ym} \cdot A_s \cdot z_s$$

$$\Rightarrow z_p \approx d_p - a \Rightarrow M_{Rd}(A_{p,r}) = f_{p,0,2k} \cdot A_{p,r} \cdot z_p$$

Bei diesem vereinfachten Ansatz wird u. a. nicht die Grenzdehnung des Betonstahls  $\epsilon_s$  bzw. die Zusatzdehnung  $\epsilon_p - \epsilon_p^0$  berücksichtigt. Dennoch wird dieser Ansatz häufig in der Praxis angewendet, da eine Bestimmung der Dehnungsebene nicht erforderlich wird und sich die Nachweisführung dadurch deutlich vereinfacht.

In dem zweiten Beispiel (Kapitel 3.5.2) wird jedoch eine genaue Berechnung der Widerstandsgröße  $M_{Rd}$  mit einem Bemessungsprogramm durchgeführt. Somit kann auch der Einfluss der Erhöhung der Grenzdehnung auf die Nachweisführung untersucht werden.

### Vergleich der Rechenergebnisse

Der Vergleich der Einzelschnittgrößen aus Verkehr Bild 3-23 zeigt, dass für das dargestellte Beispiel die Biegemomente nach dem modifizierten Ansatz geringer ausfallen als für die ursprüngliche Brückenklasse 60. Durch die Überlagerung der Schnittgrößen gemäß der Kombinationsvorschrift nach DIN EN 1990 ergeben sich dagegen wieder ähnlich große Überlagerungsschnittgrößen für die häufige Einwirkungskombination (Bild 3-24). Daraus resultieren auch ähnlich große Restspannstahlflächen (Bild 3-25).

Aus der Überlagerung des Gesamtmoments  $M_{Ed,char}$  zur Bestimmung der Resttragfähigkeit sind jedoch Unterschiede aus den verschiedenen Lastansätzen zu erkennen (Bild 3-26). Die Überlagerungsschnittgrößen gemäß bisheriger Handlungsanweisung sind aufgrund der bereits größeren Einzelschnitt-

größen aus Verkehr größer als die nach dem faktorierten LM1-Lastmodell.

Bei nahezu gleichgroßen Restspannstahlflächen ( $A_{p,r}$ ) und gleichzeitig kleineren Gesamtmomenten ( $M_{Ed,char}$ ) ergeben sich insgesamt günstigere Restbruchsicherheiten (Bild 3-27) bzw. maximale Sicherheitsfaktoren ( $\gamma_p$  bzw.  $\gamma_Q$ ), wenn nach dem modifizierten Ansatz vorgegangen wird.

### 3.5.2 Beispiel „Krähwinklerbrücke“ im Zuge der L412

#### Allgemeines

Im Folgenden wird ein zweites Brückenbauwerk vorgestellt, bei dem die rechnerischen Untersuchungen zum Ankündigungsverhalten nach dem aktuellen Stand der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion (06-2011) sowie unter Berücksichtigung der Überarbeitung durchgeführt und miteinander verglichen wird. Bei dem Bauwerk BW 4809 656 handelt es sich um die „Krähwinklerbrücke“ im Zuge der L412.

#### Beschreibung des Bauwerks

Die Krähwinklerbrücke (Bild 3-29) im Zuge der L412 bei Remscheid wurde zwischen 1966 und 1968 als einzelliger Hohlkasten (Bild 3-30) in Spannbetonbauweise mit einer Gesamtlänge von 271 m errichtet. In den Stützenachsen sowie den Feldmittenbereichen wurden jeweils vorgespannte Querträger angeordnet. Der Überbau wird als Durchlaufträger



Bild 3-29: Ansicht Krähwinklerbrücke (Foto: TU Dortmund)

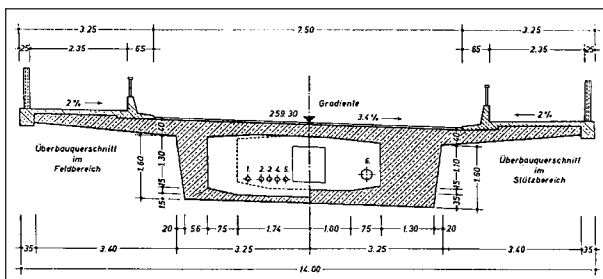


Bild 3-30: Feld- und Stützquerschnitt in Brückenlängsrichtung

mit 7-Feldern mit den Spannweiten von 31,88 – 41,45 – 41,45 – 41,45 – 41,45 – 31,88 m ausgeführt. Die Brücke ist im Grundriss gekrümmt ( $R = 280$  m).

Der Überbau ist in Längs- und Querrichtung beschränkt vorgespannt. Die Vorspannung erfolgte mit dem Spanverfahren Polensky & Zöllner. Dabei kam der spannungsrissskorrosionsgefährdete Spannstahl St 145/160 Sigma oval zum Einsatz. Bei der Vorspannung der Querschotte wurde ebenfalls dieser Spannstahl verwendet.

Im Rahmen einer Brückenprüfung 1976 wurden in allen 6 Koppelfugen Risse mit Rissbreiten bis zu  $w = 1,2$  mm festgestellt. Zur Ertüchtigung des Bauwerks erfolgte in den 90er Jahren eine externe Vorspannung des gesamten Brückenüberbaus. Ziel der Verstärkungsmaßnahme war es, die Dauerhaftigkeit des Bauwerks zu erhöhen.

#### Modellierung für die Brückenlängsrichtung

Die Berechnungen am Überbau wurden mit dem Programm SOFiSTiK 2016 durchgeführt. Die Abbildung des Längssystems erfolgte als räumliches Tragwerk mit Stabelementen. Der Hohlkasten wurde als Stabzug mit einem Hohlkastenquerschnitt generiert. Die Änderung der Stegbreiten über die Brückenlänge sowie die Variation der Stärken der Boden- und Fahrbahnplatte wurden dabei berücksichtigt. Die Spannglieder wurden einzeln in ihrer tatsächlichen Höhenlage abgebildet.

Die Ermittlung der Schnittgrößen infolge Eigengewichts und Vorspannung erfolgte vereinfacht am Eingussystem ohne Berücksichtigung der Bauzustände.

Die Grundrisskrümmung von  $R = 280$  m wurde im Rechenmodell berücksichtigt.

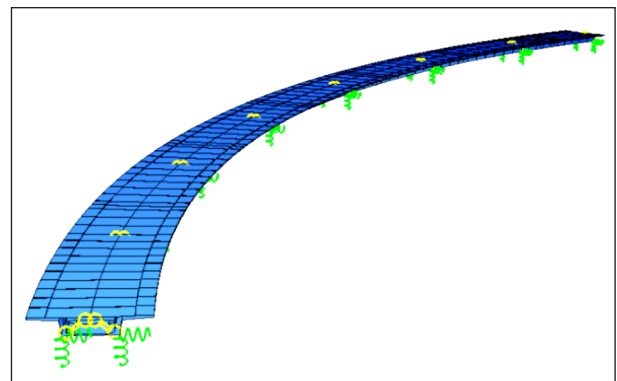


Bild 3-31: Animation des Rechenmodells für die Längsrichtung

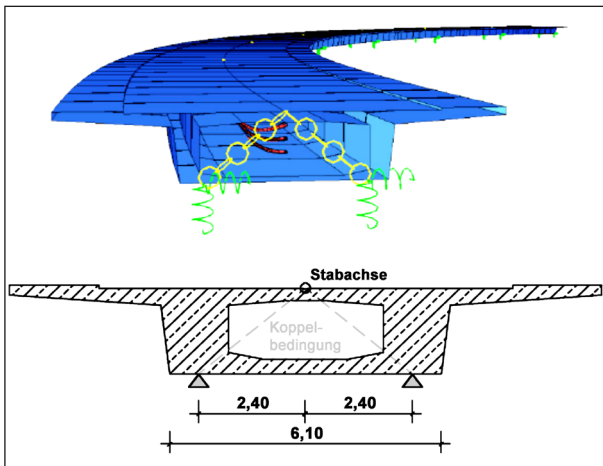


Bild 3-32: Animation der Koppelbedingungen zur Auflager

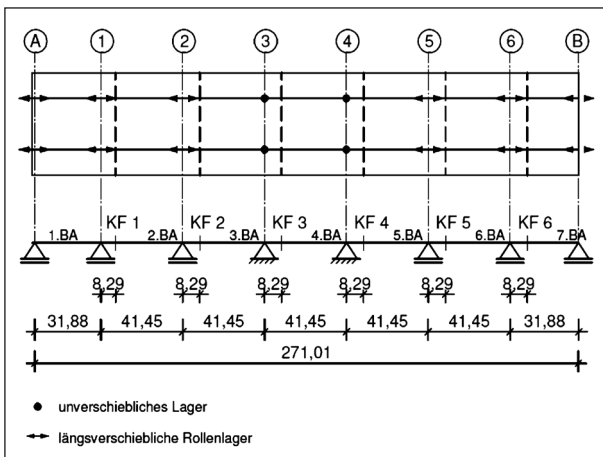


Bild 3-33: Achsendefinition und Darstellung der Lagerungsbedingungen (idealisierte Darstellung)

### Berechnungsgrundlagen in der Nachrechnungsstatik und nach überarbeiteter Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion

- Allgemeines

Im Folgenden werden analog zum ersten Berechnungsbeispiel „Lange Straße“ (Kapitel 3.5.1) die Berechnungsgrundlagen nach der ursprünglichen Nachrechnungsstatik aufgeführt. An den entsprechenden Stellen wird an die Modifikationen nach der überarbeiteten Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion hingewiesen.

- Baustoffe und Kenngrößen

- Beton

Aus den Bestandunterlagen kann entnommen werden, dass der Überbau mit einem Beton B450 nach DIN 4227:1953-10 erstellt wurde. Gemäß Nachrechnungsrichtlinie Ta-

belle 11.1 wird der Beton einem C30/37 nach DIN EN 206-1 zugeordnet.

Nachrechnungsstatik:

$$\beta_R = 24 \text{ MN/m}^2$$

$$\beta_{bz} = 2,9 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{cm} = 34.600 \text{ MN/m}^2$$

Mod. Handlungsanweisung (Tabelle 5-1):

$$f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MN/m}^2$$

- Betonstahl

Es wurde Betonstahl der Festigkeitsklasse St IIIb verwendet.

Nachrechnungsstatik:

$$\beta_{0,2} = 462 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

Mod. Handlungsanweisung (Tabelle 5-2):

$$f_{ym} = 462 \text{ MN/m}^2$$

$$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

- Spannstahl für die interne Längs und Quervorspannung

Für die Längs- und Quervorspannung wurde ein Sigma Spannstahl St 145/160 verwendet.

Nachrechnungsstatik:

$$\beta_{0,2} = 1.420 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{br} = 1.570 \text{ N/mm}^2$$

$$E_p = 200.000 \text{ N/mm}^2$$

Mod. Handlungsanweisung (Tabelle 5-2):

$$f_{p0,2k} = 1.420 \text{ MN/m}^2$$

$$E_z = 205.000 \text{ N/mm}^2$$

- Spannstahl für die externe Längsvorspannung

Bei der externen Vorspannung handelt es sich um BBRV-Suspa Draht EX-60 Spannungsglieder, die in der Nachrechnungsstatik mit folgenden Kennwerten angesetzt wurden:

Nachrechnungsstatik:

$$f_{p0,1k} = 1.470 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 1.670 \text{ N/mm}^2$$

$$E_p = 205.000 \text{ N/mm}^2$$

	x [m]	A [m <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	z <sub>c</sub> [m]	b <sub>eff,UG</sub> [m]	b <sub>eff,OG</sub> [m]
KF1	40,18	8,48	3,90	0,70	6,10	13,30
0,1xL	44,32	7,73	3,63	0,66	6,10	13,30
0,2xL	48,46	7,38	3,52	0,64	6,10	13,30
0,3xL	52,60	7,38	3,52	0,64	6,10	13,30
0,4xL	56,74	7,38	3,52	0,64	6,10	13,30
0,5xL	60,88	7,38	3,52	0,64	6,10	13,30
0,6xL	65,02	7,38	3,52	0,64	6,10	13,30
0,7xL	69,19	9,10	4,27	0,76	5,94	11,66
Achse 2	73,30	10,64	4,92	0,82	5,79	10,03
0,9xL	77,44	9,61	4,55	0,77	5,94	11,67
KF2	81,58	8,48	3,90	0,70	6,10	13,30

Tab. 3-12: Querschnittswerte im Bereich zwischen KF1 und KF2

- Querschnitte

Aus Bild 3-30 wird ersichtlich, dass das Brückenlängssystem aus einem Hohlkastenträger besteht. Bei der Modellierung des Brückenquerschnitts im Rechenmodell wurden die Vouten der Stege, Fahrbahnplatte und der Bodenplatte mit abgebildet.

Die Beurteilung des Ankündungsverhaltens erfolgte in den Zehntelpunkten zwischen den Koppelfugen des Brückenüberbaus. Somit wurden in diesen Bereichen die entsprechenden Querschnittswerte ermittelt. Beispielhaft sind in Tabelle 3-12 die maßgebenden Querschnittswerte für den Bereich zwischen KF1 (x = 40,18 m) und KF2 (x = 81,58 m) angegeben.

- Interne Vorspannung

Die Angaben zur Vorspannung wurden für die Nachrechnung der Bestandsstatik und den Bestandsplänen entnommen. Je Träger wurden 16 Spannglieder mit P&Z, Typ A200, oval 40 (Querschnittsfläche eines Spannglieds entsprechend 24 cm<sup>2</sup>) verbaut. Eine Zusammenfassung der wesentlichen Angaben ist Tabelle 3-13 zu entnehmen.

Im Rechenmodell der Nachrechnung wurde die Spanngliedlage aller einzelnen Spannglieder eingegeben. In Bild 3-34 wurden die resultierende Spanngliedlagen über die gesamte Bauteillänge dargestellt.

Die Vorspannkraft der Spannglieder wurden gemäß Spannanweisung aufgebracht.

System	P&Z Typ A200
Querschnittsfläche Spanndraht	A = 40 mm <sup>2</sup>
Anzahl Spanndrähte pro Spannglied	n = 60
Querschnittsfläche eines Spannglieds	A = 24,0 cm <sup>2</sup>
Reibbeiwert	μ = 0,27
Ungewollter Umlenkwinkel	β = 0,4 °/m

Tab. 3-13: Angaben zu den internen Spanngliedern

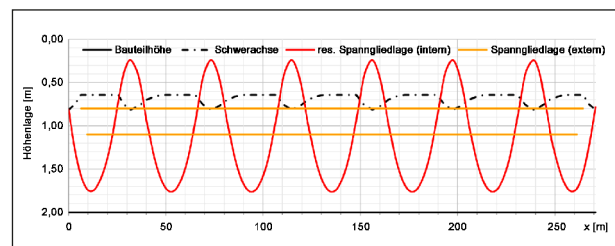


Bild 3-34: Darstellung der resultierenden Spanngliedlage (intern) sowie der externen Spannglieder über die gesamte Bauteillänge

- Erstes Anspannen mit  $1,18 \cdot P_{m0} = 2.448 \text{ kN}$
  - Nachlassen bis im Feld  $1,0 \cdot P_{m0} = 2.071 \text{ kN}$  erreicht wird
  - Endgültiges Anspannen auf  $1,05 \cdot P_{m0} = 2.175 \text{ kN}$
- Spannkraftverluste aus Kriechen und Schwinden wurden vereinfachend in Anlehnung an die Handlungsanweisung pauschal mit 10 % angesetzt.

- Externe Vorspannung

Die externe Vorspannung erfolgt als zentrische Vorspannung mit insgesamt vier Spanngliedern. Die Spannglieder werden jeweils an den Feld- und Stützquerträgern im Grundriss umgelenkt. Zwischen den Umlenkstellen verlaufen die Spannglieder gradlinig.

Die Höhenlage der Spannglieder ist über die Bauwerkslänge konstant. Zwei der Spannglieder werden im Abstand 0,80 m von der OK Fahrbahnplatte angeordnet und im Abstand 6,40 m jeweils von den Widerlagerachsen verankert. Die verbleibenden zwei Spannglieder werden im Abstand 1,10 m von OK Fahrbahnplatte angeordnet und im Abstand 9,60 m jeweils von den Widerlagerachsen verankert.

Die Kriech- und Schwindverkürzungen sind im Wesentlichen abgeschlossen. Nennenswerte Spann-

System	BBRV-Suspa Draht Ex 60
Querschnittsfläche Spanndraht	$A = 38,5 \text{ mm}^2$
Anzahl Spanndrähte pro Spannglied	$n = 60$
Querschnittsfläche eines Spannglieds	$A = 23,1 \text{ cm}^2$
Reibbeiwert	$\mu = 0,06$
Ungewollter Umlenkwinkel	$\beta = 0 \text{ }^\circ/\text{m}$

Tab. 3-14: Angaben zu den externen Spanngliedern

Last	Berechnung	Stablast [kN/m]
Belag (8 cm)	$0,08 \text{ m} \cdot 7,50 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	15,0
Mehreinbau	$7,50 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ kN/m}^2$	3,75
Randkappen	$2 \cdot 0,596 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	29,8
Geländer	$2 \cdot 0,5 \text{ kN/m}$	1,0
Schutzplanke	$2 \cdot 0,5 \text{ kN/m}$	1,0
Summe		50,55

Tab. 3-15: Ermittlung der Ausbaulasten als Stablast

kraftverlusten der zusätzlichen externen Vorspannung infolge Kriechen und Schwinden waren nicht zu erwarten.

Die Spannkraftverluste infolge Spannstahlrelaxation wurden mit  $R_z = 7 \%$  angesetzt.

- Einwirkende Lasten

- Eigengewicht

Das Eigengewicht des Überbaus wird anhand der Querschnittsfläche programmintern ermittelt. Für die Wichte des Betons  $\gamma_{\text{Beton}}$  wurde ein Wert von  $25 \text{ kN/m}^3$  angesetzt.

Das zusätzliche Eigengewicht der Querschotte wurde jeweils als Einzellast angesetzt.

- Ausbaulast

Für die Ausbaulast wurden in der Nachrechnungsstatik der Fahrbahnbelag, die Außenkappen sowie Geländer und Leitschutzplanke als Stablasten angesetzt.

Die Tabelle 3-15 zeigt die Zusammenstellung der Ausbaulasten.

- Temperatur

In Anlehnung an die Handlungsanweisung wurden für die rechnerische Beurteilung des Ankündungsverhaltens in der Nachrechnungsstatik Temperaturdifferenzen wie folgt berücksichtigt:

- Oben wärmer als unten:  
 $\Delta T_{M, \text{SpRK, pos}} = 7,0 \text{ K}$
- Oben kälter als unten:  
 $\Delta T_{M, \text{SpRK, neg}} = -3,5 \text{ K}$

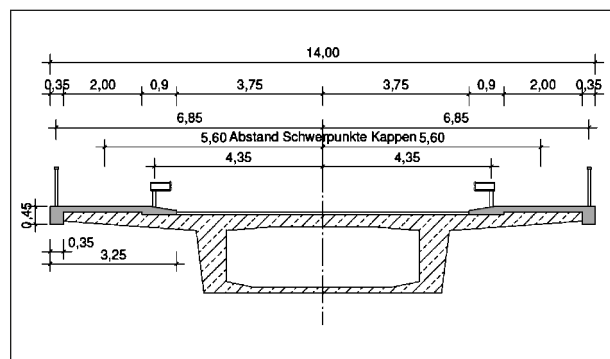


Bild 3-35: Abmessungen der Ausbauelemente

Gemäß der modifizierten Handlungsanweisung werden die Temperaturbeanspruchungen Tabelle 2-13 und Tabelle 2-16 entnommen. Hieraus ergeben sich die linearen Temperaturunterschiede für eine Träger-Betonkonstruktion (Typ 3) zu:

- Oberseite wärmer als Unterseite:  
 $\Delta T_{M, \text{heat}} = 10 \text{ K}$
- Unterseite wärmer als Oberseite:  
 $\Delta T_{M, \text{cool}} = -5 \text{ K}$

Unter dem günstigen Einfluss der Belagdicke ( $k_{\text{sur}}$ ) ergeben sich die angepassten Beanspruchungen somit zu:

- Oberseite wärmer als Unterseite:  
 $\Delta T_{M, \text{heat}} = 0,82 \cdot 10 = 8,2 \text{ K}$
- Unterseite wärmer als Oberseite:  
 $\Delta T_{M, \text{cool}} = 1,0 \cdot -5 = -5 \text{ K}$

- Verkehrslasten nach DIN 1072

Das Bauwerk wurde seinerzeit für die Brückenklasse 60 nach DIN 1072 bemessen. Nach der Ertüchtigung des Bauwerks durch



die zusätzliche externe Vorspannung konnte die Brücke in die Brückenklasse 60/30 hochgestuft werden. Die Beurteilung des Ankündungsverhaltes erfolgt daher ebenfalls mit den Verkehrslasten der Brückenklasse 60/30.

In (DIN 1072:1985) sind die Lasten für die Brückenklasse 60/30 aus DIN 1072:1985 dargestellt. Alle Lasten der Hauptspur sind zudem mit dem Schwingbeiwert  $\varphi$  zu multiplizieren.

$$\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot l_{\varphi}$$

$$\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot 31,90 = 1,14$$

(Randfelder)

$$\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot 41,45 = 1,07$$

(Innenfelder)

Die Flächenlasten wurden ebenfalls zu Stablasten umgerechnet:

$$p_{\text{Grund}} = 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 13,80 \text{ m} = 41,4 \text{ kN/m}$$

$$p_{\text{Über,Rf}} = 1,14 \cdot 5,0 - 3,0 = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

$$2,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 8,1 \text{ kN/m}$$

$$p_{\text{Über,Mf}} = 1,07 \cdot 5,0 - 3,0 = 2,35 \text{ kN/m}^2$$

$$2,35 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 7,05 \text{ kN/m}$$

Die Radlasten aus den SLW wurden abzüglich der Flächenlast über die Aufstandsfläche als Knotenlast angegeben:

$$P_{\text{SLW60,Rf}} = \frac{1,14 \cdot (600 - 5,0 \cdot 6,00 \cdot 3,00)}{6} = 96,9 \text{ kN}$$

$$P_{\text{SLW60,Mf}} = \frac{1,07 \cdot (600 - 5,0 \cdot 6,00 \cdot 3,00)}{6} = 91,0 \text{ kN}$$

$$P_{\text{SLW30}} = \frac{300 - 3,0 \cdot 6,00 \cdot 3,00}{6} = 41,0 \text{ kN}$$

Im Rechenmodell ergeben sich aus den Radlasten in einer Achse die folgenden Knotenlasten:

$$P_{\text{SLW,Rf}} = 2 \cdot (96,9 + 41,0) = 275,8 \text{ kN}$$

$$P_{\text{SLW,Mf}} = 2 \cdot (91,0 + 41,0) = 264,0 \text{ kN}$$

– Verkehrslasten nach DIN-FB 101

$$p_{\text{Grund}} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 13,80 \text{ m} = 34,5 \text{ kN/m}$$

$$p_{\text{Über}} = 9,0 - 2,5 = 6,5 \text{ kN/m}^2$$

$$6,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = 19,5 \text{ kN/m}$$

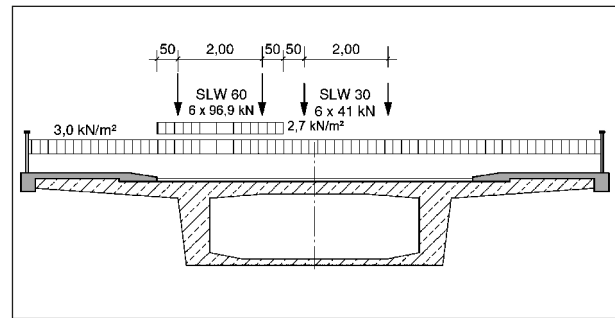


Bild 3-36: Verkehr BK60/30 – Laststellung Volllast in den Randfeldern

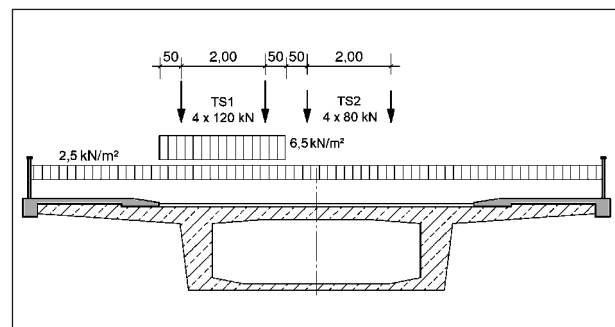


Bild 3-37: Verkehr LM1 – Laststellung Volllast in den Randfeldern

$$p_{\text{UDL}} = 34,5 + 19,5 = 54,0 \text{ kN/m}$$

$$p_{\text{TS1}} = 120 \text{ kN}$$

$$p_{\text{TS2}} = 80 \text{ kN}$$

Im Rechenmodell ergeben sich aus den Radlasten in einer Achse die folgenden Knotenlasten:

$$p_{\text{TS}} = 120 + 80 = 200 \text{ kN}$$

– Modifizierter Verkehrsansatz mit faktorisiertem LM1-Lastmodell

Auch für dieses Bauwerk lagen keine DTV-SV Zahlenwerte vor. Daher wurden wie bei dem Bauwerk „Lange Straße“ verschiedene Fälle untersucht und vergleichend gegenübergestellt.

Ausgehend vom bisherigen Ziellastniveau BK60/30 wurden auf Grundlage von Tabelle 2-7 folgende bezogene Ziellastniveaus gewählt:

- Fall a): große Entfernung,  
 $0 < \text{DTV-SV} < 1.000$   
 $\rightarrow 0,75 \cdot \text{LM1}$

- Fall b): große Entfernung,  
 $1.000 \leq DTV-SV < 2.000$   
 $\rightarrow 0,80 \cdot LM1$
- Fall c): mittlere Entfernung  
 $2.000 \leq DTV-SV < 10.000$   
 $\rightarrow 0,85 \cdot LM1$

**Schnittgrößendarstellung des Hauptträgers**

In Tabelle 3-16 sind die für den Nachweis des An-kündigungsverhaltens maßgebenden Schnittgrö-ßen aus den äußeren Einwirkungen tabellarisch in den Zehntelpunkten bis zur Koppelfuge 2 für die Brückenlängsrichtung dargestellt. Auf die vollstän-dige Darstellung der Schnittgrößen über die gesam-te Bauteillänge wird an dieser Stelle verzichtet.

DTV-SV	Verkehrsart					
	Große Entfernung		Mittlere Entfernung		Ortsverkehr	
	Bisheriges Ziellastniveau	LM1 <sub>DIN-FB101</sub> bezogenes Ziellastniveau	Bisheriges Ziellastniveau	LM1 <sub>DIN-FB101</sub> bezogenes Ziellastniveau	Bisheriges Ziellastniveau	LM1 <sub>DIN-FB101</sub> bezogenes Ziellastniveau
DTV-SV < 1.000	BK60/30	0,75 * LM1	BK60	0,70 * LM1	BK30/30	0,60 * LM1
1.000 ≤ DTV-SV < 2.000		0,80 * LM1		0,75 * LM1		0,65 * LM1
2.000 ≤ DTV-SV < 10.000	LM1	0,95 * LM1	BK60/30	0,85 * LM1	BK60	0,70 * LM1
10.000 ≤ DTV-SV < 20.000		1,00 * LM1		0,90 * LM1		0,75 * LM1

Bild 3-38: Wahl des bezogenen Ziellastniveaus auf Grundlage von Tabelle 2-7

In der Tabelle wird zwischen den verschiedenen Verkehrslastmodellen (BK60/30, 0,75 · LM1, 0,80 · LM1 und 0,85 · LM1) unterschieden. Neben den ständigen Lasten, die sich bei den untersuchten Fällen nicht unterscheiden, und den Verkehrslasten (Bild 3-39) sind auch die Schnittgrößen infolge ΔT<sub>M</sub> (Bild 3-41) vergleichend dargestellt.

Maximales Moment infolge ständiger Lasten M <sub>g</sub> [MNm]																							
NW-Schnitt	0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>1</sub>	0,2L <sub>1</sub>	0,3L <sub>1</sub>	0,4L <sub>1</sub>	0,5L <sub>1</sub>	0,6L <sub>1</sub>	0,7L <sub>1</sub>	0,8L <sub>1</sub>	0,9L <sub>1</sub>	1,0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>2</sub>	KF1	0,3L <sub>2</sub>	0,4L <sub>2</sub>	0,5L <sub>2</sub>	0,6L <sub>2</sub>	0,7L <sub>2</sub>	0,8L <sub>2</sub>	0,9L <sub>2</sub>	1,0L <sub>2</sub>	0,1L <sub>3</sub>	KF2
ständige Last	0	7,79	12,39	15,34	15,49	13,26	8,44	1,24	-8,36	-20,41	-35,24	-15,81	-1,28	8,77	14,63	16,19	13,71	7,19	-3,38	-18,09	-37,51	-17,78	-2,97
Maximales Moment infolge Gesamtverkehr M <sub>gk</sub> [MNm]																							
BK60/30	0	4,17	7,28	9,34	10,31	10,26	9,30	7,44	4,81	2,33	2,44	2,10	4,68	7,96	10,09	11,10	10,51	8,80	5,74	3,00	3,24	2,85	5,58
LM1 x 0,75	0	3,24	5,67	7,24	7,93	7,97	7,35	5,96	3,98	1,98	1,98	1,70	3,90	6,35	8,30	8,92	8,64	7,11	4,77	2,44	2,65	2,23	4,60
LM1 x 0,80	0	3,46	6,05	7,72	8,46	8,51	7,84	6,36	4,24	2,11	2,11	1,81	4,16	6,77	8,85	9,51	9,21	7,58	5,09	2,60	2,83	2,38	4,90
LM1 x 0,85	0	3,68	6,43	8,20	8,98	9,04	8,33	6,76	4,51	2,24	2,24	1,92	4,42	7,19	9,41	10,11	9,79	8,05	5,41	2,77	3,01	2,53	5,21
Minimales Moment infolge Gesamtverkehr M <sub>gk</sub> [MNm]																							
BK60/30	0,00	-0,84	-1,68	-2,52	-3,36	-4,20	-5,04	-5,88	-6,71	-8,21	-11,64	-6,47	-4,43	-4,05	-3,96	-3,96	-4,58	-5,21	-5,94	-7,94	-12,76	-7,85	-5,76
LM1 x 0,75	0	-0,68	-1,36	-2,04	-2,72	-3,40	-4,07	-4,75	-5,43	-6,65	-9,44	-5,10	-3,44	-3,17	-3,14	-3,21	-3,71	-4,22	-4,80	-6,45	-10,44	-6,37	-4,64
LM1 x 0,80	0	-0,73	-1,45	-2,17	-2,90	-3,62	-4,35	-5,07	-5,79	-7,09	-10,07	-5,44	-3,67	-3,38	-3,35	-3,43	-3,96	-4,50	-5,12	-6,88	-11,14	-6,79	-5,95
LM1 x 0,85	0	-0,77	-1,54	-2,31	-3,08	-3,85	-4,62	-5,39	-6,15	-7,54	-10,70	-5,79	-3,90	-3,60	-3,56	-3,64	-4,21	-4,78	-5,44	-7,31	-11,83	-7,21	-5,26
Maximales Moment für häufiger EWK M <sub>freq</sub> [MNm]																							
BK60/30	0	10,16	16,59	20,85	21,77	19,79	14,77	6,92	-3,72	-16,72	-31,22	-12,03	3,72	15,34	22,18	24,18	21,33	13,88	1,70	-14,45	-33,82	-14,28	1,92
LM1 x 0,75	0	10,02	16,38	20,58	21,47	19,64	14,87	7,28	-3,00	-15,80	-30,28	-10,97	4,77	15,96	22,75	24,49	21,77	14,29	2,39	-13,79	-33,32	-13,67	2,59
LM1 x 0,80	0	10,14	16,59	20,85	21,77	19,94	15,14	7,50	-2,86	-15,73	-30,22	-10,90	4,93	16,20	23,06	24,82	22,08	14,55	2,57	-13,70	-33,24	-13,59	2,77
LM1 x 0,85	0	10,26	16,80	21,12	22,06	20,23	15,42	7,72	-2,71	-15,66	-30,15	-10,84	5,08	16,44	23,37	25,15	22,40	14,81	2,75	-13,61	-33,15	-13,51	2,94
Minimales Moment für häufiger EWK M <sub>freq</sub> [MNm]																							
BK60/30	0	7,23	11,27	13,66	13,25	10,45	5,08	-2,68	-12,84	-25,78	-42,46	-20,41	-4,82	5,45	11,39	12,99	10,24	3,44	-7,45	-23,13	-44,92	-22,75	-6,90
LM1 x 0,75	0	7,20	11,21	13,56	13,12	10,29	4,88	-2,92	-13,11	-25,97	-42,24	-20,76	-5,42	4,88	10,90	12,55	9,83	3,07	-7,77	-23,19	-44,24	-22,81	-7,22
LM1 x 0,80	0	7,17	11,16	13,49	13,02	10,17	4,74	-3,08	-13,30	-26,19	-42,54	-20,94	-5,54	4,77	10,80	12,44	9,70	2,92	-7,94	-23,40	-44,57	-23,02	-7,38
LM1 x 0,85	0	7,15	11,11	13,42	12,93	10,05	4,60	-3,25	-13,49	-26,42	-42,85	-21,11	-5,67	4,66	10,69	12,34	9,58	2,78	-8,11	-23,62	-44,91	-23,24	-7,55
Moment infolge Temperatur M <sub>ATM</sub> [MNm]																							
ΔT <sub>M,Sprk,max</sub>	0,00	0,56	1,13	1,69	2,25	2,81	3,37	3,93	4,49	5,05	5,61	5,46	5,32	5,17	5,02	4,88	4,73	4,58	4,43	4,28	4,12	4,17	4,21
ΔT <sub>M,Sprk,min</sub>	0,00	-0,28	-0,56	-0,84	-1,12	-1,40	-1,68	-1,96	-2,24	-2,52	-2,80	-2,73	-2,66	-2,59	-2,51	-2,44	-2,36	-2,29	-2,21	-2,14	-2,06	-2,08	-2,10
ΔT <sub>M,EC,max</sub>	0,00	0,66	1,31	1,97	2,62	3,28	3,93	4,59	5,24	5,89	6,55	6,37	6,21	6,04	5,87	5,70	5,52	5,35	5,17	5,00	4,82	4,87	4,91
ΔT <sub>M,EC,min</sub>	0,00	-0,40	-0,80	-1,20	-1,60	-2,00	-2,40	-2,80	-3,20	-3,59	-3,99	-3,89	-3,79	-3,68	-3,58	-3,47	-3,37	-3,26	-3,15	-3,05	-2,94	-2,97	-3,00

Tab. 3-16: Schnittgrößenvergleich bis zur Koppelfuge 2 in den Zehntelpunkten mit den verschiedenen Lastmodellen

Bild 3-40 zeigt die maximalen Biegemomente infolge der häufigen Einwirkungskombination  $\max M_{freq}$ , die für die Ermittlung der verbleibenden Restspannstahlfläche maßgebend ist. Bei der Ermittlung wurden unterschiedliche Kombinationsvorschriften angesetzt.

Die angegebenen Biegemomente aus der Brückenspannklasse 60/30 ergeben sich aus der Einwirkungskombination gemäß Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion (06/2011):

$$M_{freq} = M_G + 0,5 \cdot M_{BK60/30} + 0,5 \cdot \Delta T_M$$

Hierbei werden die Schnittgrößen aus Verkehr und – falls vorhanden – aus Temperatur mit dem Kombinationsbeiwert 0,50 überlagert.

Nach der Anpassung der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion an die Nachrechnungsrichtlinie erfolgt die Überlagerung der Schnittgrößen gemäß der Kombinationsvorschrift nach DIN EN 1990 mit den Kombinationsbeiwerten:

- UDL-Lasten:  $\psi_1 = 0,40$ ;  $\psi_2 = 0,20$
- TS-Lasten:  $\psi_1 = 0,75$ ;  $\psi_2 = 0,20$
- Temperatur:  $\psi_1 = 0,80$ ;  $\psi_2 = 0,50$

Die Kombinationsvorschrift ergibt sich somit zu:

$$M_{freq} = M_G + 0,75 \cdot M_{TS} + 0,40 \cdot M_{UDL} + 0,5 \cdot \Delta T_M$$

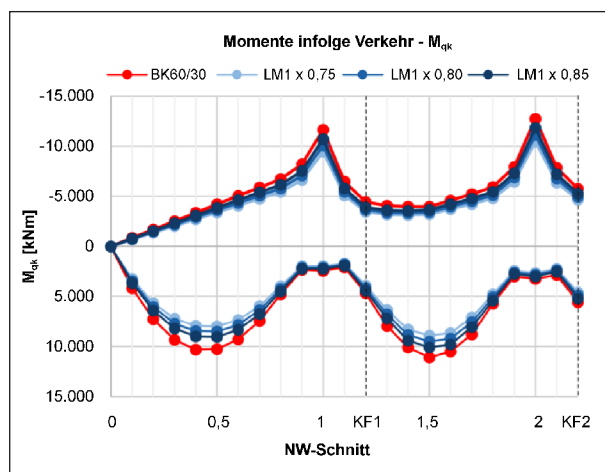


Bild 3-39: Vergleich der Biegemomente aus Verkehr

Der Vergleich der veränderlichen Schnittgrößen zeigt, dass die Biegemomente infolge Verkehr nach DIN 1072 etwas größer sind als die mit dem faktorisierten LM1-Lastmodell. Die Beanspruchungen aus  $\Delta T_M$  sind dagegen kleiner als nach dem modifizierten Ansatz. Bei der Überlagerung der Schnittgrößen für die häufige Einwirkungskombination gleichen sich die Abweichungen wieder aus, sodass hier keine großen Unterschiede zu erkennen sind. Die Schnittgrößen mit dem mod. Ansatz sind geringfügig größer als nach der bisher gültigen Handlungsanweisung SprK.

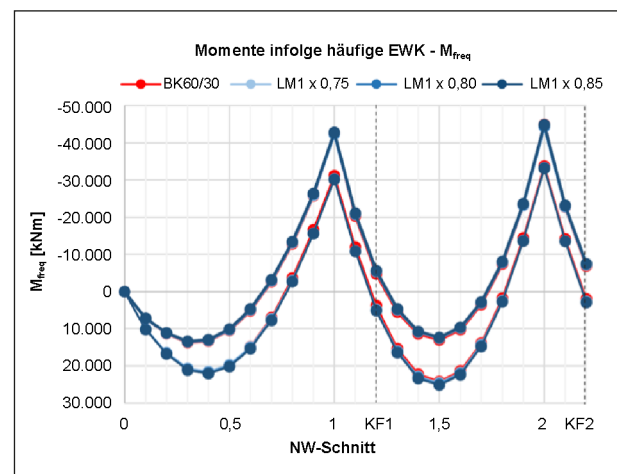


Bild 3-40: Vergleich der Biegemomente aus der häufigen Einwirkungskombination

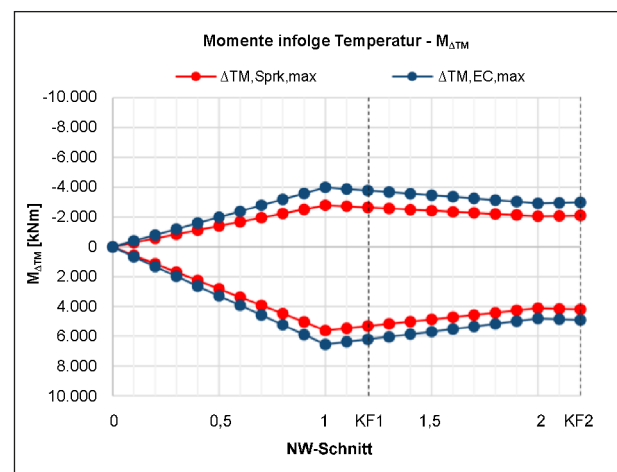


Bild 3-41: Biegemomente aus Temperatur

### Ermittlung der bezogenen Restspannstahlfläche

Die Ermittlung der Restspannstahlfläche erfolgte wieder unter einer pauschalen Berücksichtigung der Spannkraftverluste von 10 %.

In Tabelle 3-17 und Bild 3-42 sind die Ergebnisse aus der Ermittlung der bezogenen Restspannstahlfläche dargestellt. Im Endfeld sind keine großen rechnerischen Unterschiede zwischen den verschiedenen Lastansätzen festzustellen. Im Innen-

feld ergeben sich jedoch für die Lastansätze mit dem LM1 Lastmodell etwas höhere Restspannstahlflächen, die aus den entsprechend größeren Beanspruchungen resultieren.

In den Ergebnissen in Tabelle 3-18 wurde der pauschale Grenzwert einer minimalen Restspannstahlfläche von 30 % berücksichtigt. Insbesondere in den Stützbereichen, in denen die rechnerisch ermittelte Restspannstahlfläche auf den Wert 0 fällt, wirkt sich diese Annahme deutlich positiver aus Bild 3-43).

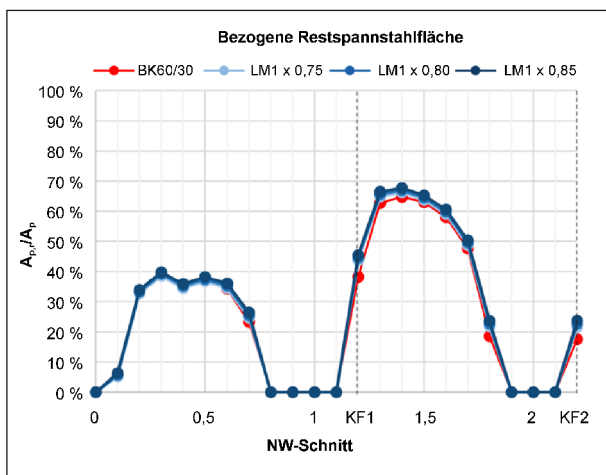


Bild 3-42: Vergleich der ermittelten Restspannstahlflächen ohne Mindestwert  $0,3 \cdot A_{p,r}$

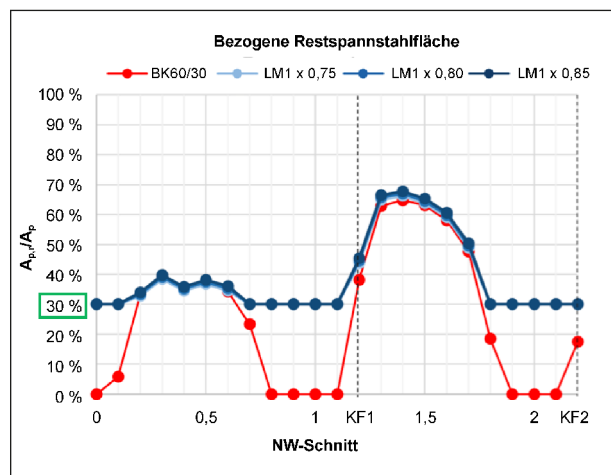


Bild 3-43: Vergleich der ermittelten Restspannstahlflächen mit Mindestwert  $0,3 \cdot A_{p,r}$

Bezogene Restspannstahlfläche $A_{p,r}/A_p$ [kNm]																							
NW-Schnitt	0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>1</sub>	0,2L <sub>1</sub>	0,3L <sub>1</sub>	0,4L <sub>1</sub>	0,5L <sub>1</sub>	0,6L <sub>1</sub>	0,7L <sub>1</sub>	0,8L <sub>1</sub>	0,9L <sub>1</sub>	1,0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>2</sub>	KF1	0,3L <sub>2</sub>	0,4L <sub>2</sub>	0,5L <sub>2</sub>	0,6L <sub>2</sub>	0,7L <sub>2</sub>	0,8L <sub>2</sub>	0,9L <sub>2</sub>	1,0L <sub>2</sub>	0,1L <sub>3</sub>	KF2
BK60/30	0,00	0,06	0,33	0,39	0,35	0,37	0,34	0,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,38	0,63	0,65	0,63	0,58	0,48	0,18	0,00	0,00	0,00	0,18
LM1 x 0,75	0,00	0,05	0,33	0,38	0,35	0,37	0,35	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,44	0,65	0,66	0,64	0,59	0,49	0,22	0,00	0,00	0,00	0,22
LM1 x 0,80	0,00	0,06	0,33	0,39	0,35	0,37	0,35	0,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,66	0,67	0,65	0,60	0,50	0,23	0,00	0,00	0,00	0,23
LM1 x 0,85	0,00	0,06	0,34	0,40	0,36	0,38	0,36	0,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,66	0,68	0,65	0,61	0,50	0,24	0,00	0,00	0,00	0,24
Ausnutzungsgrad $M_{Ed, char}/M_{Rd} (A_s + A_{p,r})$																							
NW-Schnitt	0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>1</sub>	0,2L <sub>1</sub>	0,3L <sub>1</sub>	0,4L <sub>1</sub>	0,5L <sub>1</sub>	0,6L <sub>1</sub>	0,7L <sub>1</sub>	0,8L <sub>1</sub>	0,9L <sub>1</sub>	1,0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>2</sub>	KF1	0,3L <sub>2</sub>	0,4L <sub>2</sub>	0,5L <sub>2</sub>	0,6L <sub>2</sub>	0,7L <sub>2</sub>	0,8L <sub>2</sub>	0,9L <sub>2</sub>	1,0L <sub>2</sub>	0,1L <sub>3</sub>	KF2
BK60/30	0,00	2,50	0,86	0,82	0,86	0,87	0,91	1,06	1,69	1,30	2,65	1,06	0,91	0,73	0,73	0,72	0,77	0,82	1,18	1,16	3,13	1,15	1,19
LM1 x 0,75	0,00	2,51	0,82	0,79	0,83	0,83	0,87	0,99	1,69	1,27	2,58	1,12	0,85	0,70	0,71	0,72	0,74	0,79	1,07	1,12	3,03	1,11	1,06
LM1 x 0,80	0,00	2,41	0,82	0,79	0,83	0,83	0,87	0,99	1,69	1,30	2,63	1,13	0,85	0,70	0,71	0,72	0,75	0,79	1,07	1,15	3,08	1,14	1,05
LM1 x 0,85	0,00	2,32	0,82	0,79	0,83	0,83	0,87	0,99	1,69	1,33	2,68	1,14	0,85	0,71	0,71	0,73	0,75	0,79	1,06	1,19	3,14	1,17	1,04
Maximaler Teilsicherheitsfaktor für Verkehr $\max \gamma_p$																							
NW-Schnitt	0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>1</sub>	0,2L <sub>1</sub>	0,3L <sub>1</sub>	0,4L <sub>1</sub>	0,5L <sub>1</sub>	0,6L <sub>1</sub>	0,7L <sub>1</sub>	0,8L <sub>1</sub>	0,9L <sub>1</sub>	1,0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>2</sub>	KF1	0,3L <sub>2</sub>	0,4L <sub>2</sub>	0,5L <sub>2</sub>	0,6L <sub>2</sub>	0,7L <sub>2</sub>	0,8L <sub>2</sub>	0,9L <sub>2</sub>	1,0L <sub>2</sub>	0,1L <sub>3</sub>	KF2
BK60/30	1,10	-1,11	1,69	1,90	1,64	1,62	1,43	0,92	-0,11	0,56	-0,87	0,82	1,61	2,91	2,82	2,63	2,40	1,98	0,55	0,80	-1,21	0,83	0,51
LM1 x 0,75	1,10	-1,57	2,03	2,29	1,97	1,94	1,71	1,13	-0,33	0,52	-1,22	0,44	2,25	3,61	3,38	3,17	2,86	2,39	0,82	0,83	-1,57	0,86	0,85
LM1 x 0,80	1,10	-1,38	1,98	2,22	1,92	1,89	1,68	1,14	-0,31	0,49	-1,14	0,42	2,20	3,46	3,24	3,04	2,75	2,31	0,85	0,78	-1,47	0,81	0,90
LM1 x 0,85	1,10	-1,21	1,94	2,16	1,88	1,85	1,65	1,14	-0,29	0,46	-1,07	0,39	2,15	3,33	3,11	2,92	2,65	2,24	0,87	0,73	-1,38	0,76	0,94

Tab. 3-17: Übersicht der Rechenergebnisse zur Ermittlung der Restspannstahlfläche und der Resttragsicherheit ohne Ansatz einer minimalen Grenzrestspannstahlfläche

Bezogene Restspannstahlfläche $A_{p,r}/A_p$ [kNm]																							
NW-Schnitt	0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>1</sub>	0,2L <sub>1</sub>	0,3L <sub>1</sub>	0,4L <sub>1</sub>	0,5L <sub>1</sub>	0,6L <sub>1</sub>	0,7L <sub>1</sub>	0,8L <sub>1</sub>	0,9L <sub>1</sub>	1,0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>2</sub>	KF1	0,3L <sub>2</sub>	0,4L <sub>2</sub>	0,5L <sub>2</sub>	0,6L <sub>2</sub>	0,7L <sub>2</sub>	0,8L <sub>2</sub>	0,9L <sub>2</sub>	1,0L <sub>2</sub>	0,1L <sub>3</sub>	KF2
BK60/30	0,00	0,00	0,33	0,39	0,35	0,37	0,34	0,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,38	0,63	0,65	0,63	0,58	0,48	0,18	0,00	0,00	0,00	0,18
LM1 x 0,75	0,30	0,30	0,33	0,38	0,35	0,37	0,35	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,44	0,65	0,66	0,64	0,59	0,49	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
LM1 x 0,80	0,30	0,30	0,33	0,39	0,35	0,37	0,35	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,45	0,66	0,67	0,65	0,60	0,50	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
LM1 x 0,85	0,30	0,30	0,34	0,40	0,36	0,38	0,36	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,45	0,66	0,68	0,65	0,61	0,50	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Ausnutzungsgrad $M_{Ed,char}/M_{Rd} (A_s+A_{p,r})$																							
NW-Schnitt	0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>1</sub>	0,2L <sub>1</sub>	0,3L <sub>1</sub>	0,4L <sub>1</sub>	0,5L <sub>1</sub>	0,6L <sub>1</sub>	0,7L <sub>1</sub>	0,8L <sub>1</sub>	0,9L <sub>1</sub>	1,0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>2</sub>	KF1	0,3L <sub>2</sub>	0,4L <sub>2</sub>	0,5L <sub>2</sub>	0,6L <sub>2</sub>	0,7L <sub>2</sub>	0,8L <sub>2</sub>	0,9L <sub>2</sub>	1,0L <sub>2</sub>	0,1L <sub>3</sub>	KF2
BK60/30	0,00	2,50	0,86	0,82	0,86	0,87	0,91	1,06	1,69	1,30	2,65	1,06	0,91	0,73	0,73	0,74	0,77	0,82	1,18	1,16	3,13	1,15	1,19
LM1 x 0,75	0,00	0,65	0,82	0,79	0,83	0,83	0,87	0,88	0,74	0,48	0,90	0,70	0,85	0,70	0,71	0,72	0,74	0,79	0,89	0,44	1,05	0,43	0,88
LM1 x 0,80	0,00	0,66	0,82	0,79	0,83	0,83	0,87	0,89	0,76	0,49	0,92	0,71	0,85	0,70	0,71	0,72	0,75	0,79	0,91	0,45	1,07	0,44	0,90
LM1 x 0,85	0,00	0,67	0,82	0,79	0,83	0,83	0,87	0,91	0,77	0,50	0,94	0,72	0,85	0,71	0,71	0,73	0,75	0,79	0,92	0,46	1,09	0,45	0,91
Maximaler Teilsicherheitsfaktor für Verkehr max $\gamma_p$																							
NW-Schnitt	0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>1</sub>	0,2L <sub>1</sub>	0,3L <sub>1</sub>	0,4L <sub>1</sub>	0,5L <sub>1</sub>	0,6L <sub>1</sub>	0,7L <sub>1</sub>	0,8L <sub>1</sub>	0,9L <sub>1</sub>	1,0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>2</sub>	KF1	0,3L <sub>2</sub>	0,4L <sub>2</sub>	0,5L <sub>2</sub>	0,6L <sub>2</sub>	0,7L <sub>2</sub>	0,8L <sub>2</sub>	0,9L <sub>2</sub>	1,0L <sub>2</sub>	0,1L <sub>3</sub>	KF2
BK60/30	1,10	-1,11	1,69	1,90	1,64	1,62	1,43	0,92	-0,11	0,56	-0,87	0,82	1,61	2,91	2,82	2,63	2,40	1,98	0,55	0,80	-1,21	0,83	0,51
LM1 x 0,75	1,10	3,40	2,03	2,29	1,97	1,94	1,71	1,64	2,33	4,11	1,52	3,78	2,25	3,61	3,38	3,17	2,86	2,39	1,63	4,36	0,92	4,42	1,70
LM1 x 0,80	1,10	3,28	1,98	2,22	1,92	1,89	1,68	1,54	2,18	3,85	1,42	3,55	2,20	3,46	3,24	3,04	2,75	2,31	1,53	4,09	0,86	4,14	1,60
LM1 x 0,85	1,10	3,09	1,94	2,16	1,88	1,85	1,65	1,45	2,05	3,62	1,34	3,34	2,15	3,33	3,11	2,92	2,65	2,24	1,44	3,85	0,81	3,90	1,50

Tab. 3-18: Übersicht der Rechenergebnisse zur Ermittlung der Restspannstahlfläche und der Resttragsicherheit mit Ansatz einer minimalen Grenzrestspannstahlfläche von 30 %

### Ermittlung der Restbruchsicherheit

Nachfolgend wurde wie zuvor die Restbruchsicherheit zum Zeitpunkt der Rissbildung sowie der maximale Sicherheitsfaktor für die Verkehrslasten  $\gamma_{q,max}$  ermittelt. Dies erfolgte sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung des minimalen Grenzwertes der Restspannstahlfläche ( $0,3 \cdot A_{p,r}$ ).

Bereits ohne Berücksichtigung des Grenzwertes ergeben sich etwas günstigere Ergebnisse im Vergleich zur Berechnung nach der derzeit gültigen Handlungsanweisung und der Brückenklasse 60/30. In den Stützbereichen konnte jedoch ohne Ansatz von Spannstahlbewehrung immer noch keine ausreichende Resttragfähigkeit erzielt werden (Bild 3-44 und Bild 3-46).

Durch den pauschalen Ansatz von 30 % verbleiben der Restspannstahlmenge konnte in fast allen Nachweisstellen eine ausreichende Resttragfähigkeit nachgewiesen werden (Bild 3-45 und Bild 3-47). Lediglich ein Nachweisschnitt (Stützenachse 2) zeigt eine geringe Überschreitung von 5-10 %.

Die Ermittlung der Resttragfähigkeit in den Tabellen 3-17 und 3-18 erfolgte wie schon im ersten Berechnungsbeispiel (Kapitel 3.5.1) nach dem vereinfachten Ansatz zur Bestimmung der Widerstandsgröße  $M_{Rd}(A_s+A_{p,r})$ , wobei der Hebelarm der inneren Trag-

fähigkeit über einen Spannungsblock abgeschätzt wurde.

An drei Nachweisstellen (0,5 L<sub>1</sub>, 0,5 L<sub>2</sub> und 1,0 L<sub>2</sub>) wurde im Folgenden ein genauere Nachweis mit dem Berechnungsprogramm SOFiSTiK durchgeführt. Hierbei wurden die Dehnungsebene und daraus der maximale Tragwiderstand bestimmt. Es wurde zunächst eine Grenzdehnung vom Betonstahl  $\epsilon_s$  und die Zusatzdehnung des Spannstahls  $\Delta\epsilon_p$  auf 5 ‰ angesetzt. In einem zweiten Rechenlauf wurde diese Grenzdehnung auf jeweils 25 ‰ erhöht.

Die Berechnungsergebnisse sind in Tabelle 3-19 dargestellt. Grundsätzlich ist zu erkennen, dass der vereinfachte Berechnungsansatz in diesem Beispiel bereits sehr gute Ergebnisse liefert. Dies bestätigt die genaue Nachrechnung mit dem Bemessungsprogramm. Die programmgestützte Bemessung zeigt, dass die Erhöhung der Grenzdehnung von 5 auf 25 ‰ etwas größere Tragfähigkeiten liefert. Dennoch kann auch mit der erhöhten Grenzdehnung für die Stützenachse 2 (1,0 L<sub>2</sub>) keine ausreichende Resttragfähigkeit unter Ansatz einer Mindestrestspannstahlfläche von 30 % ermittelt werden.



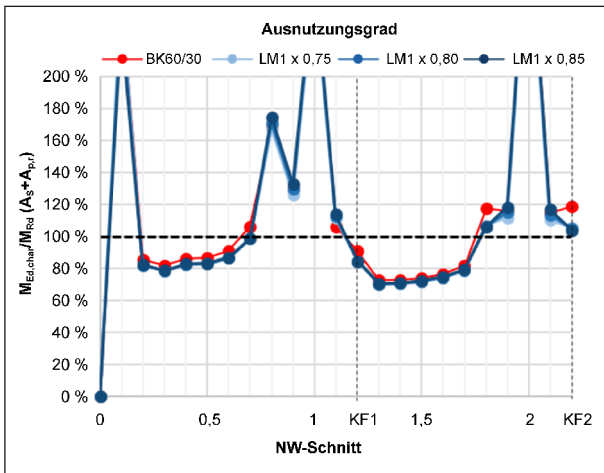


Bild 3-44: Rechnerischer Ausnutzungsgrad bezogen auf die seltene Kombination ohne Mindestwert  $0,3 \cdot A_{p,r}$

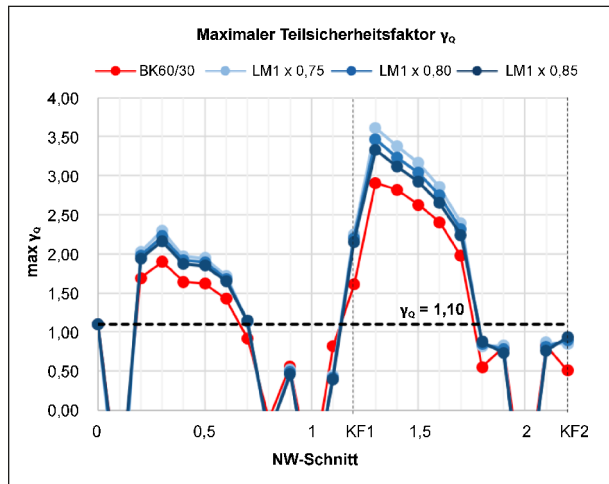


Bild 3-46: Maximaler Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q$  bezogen auf die Verkehrsbeanspruchung ohne Mindestwert  $0,3 \cdot A_{p,r}$

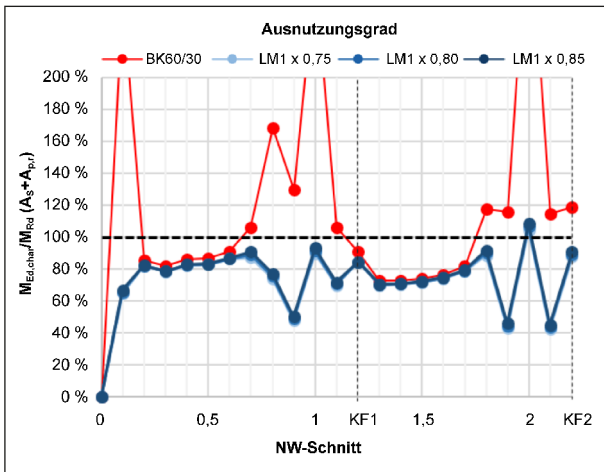


Bild 3-45: Rechnerischer Ausnutzungsgrad bezogen auf die seltene Kombination mit Grenzwert von  $0,3 \cdot A_{p,r}$

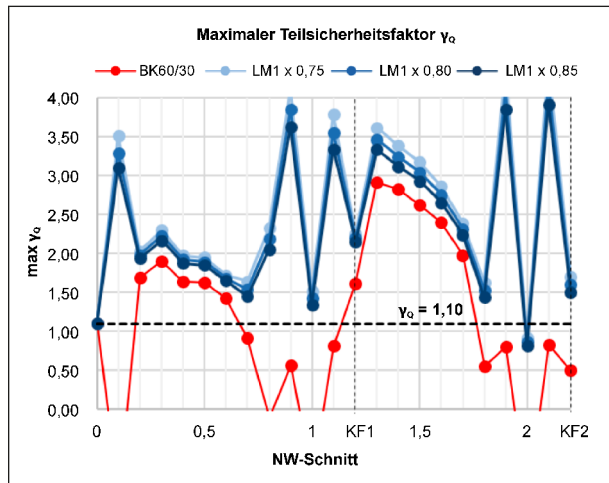


Bild 3-47: Maximaler Teilsicherheitsbeiwerts für die Verkehrsbeanspruchung mit Mindestwert  $0,3 \cdot A_{p,r}$

	Bez.	Einh.	0,5 L <sub>1</sub>	0,5 L <sub>2</sub>	1,0 L <sub>2</sub>
Restspannstahlfläche	$A_p/A_{p,r}$	[-]	0,382	0,653	<b>0,30</b>
Bemessungsmoment für Restbruchsicherheit	$M_{Ed}$	[MNm]	34,17	48,74	-43,14
Bemessungsnormalkraft (aus ext. Vorspannung)	$N_{Ed}$	[MN]	-10,03	-9,95	-9,91
Ausnutzungsgrad (Vereinfachter Ansatz)	$\mu$	[-]	0,835	0,726	<b>1,086</b>
Ausnutzungsgrad (SOFISTik mit $\epsilon_s \leq 5 \text{‰}$ , $\Delta\epsilon_p \leq 5 \text{‰}$ )	$\mu$	[-]	0,826	0,712	<b>1,132</b>
Ausnutzungsgrad (SOFISTik mit $\epsilon_s \leq 5 \text{‰}$ , $\Delta\epsilon_p \leq 25 \text{‰}$ )	$\mu$	[-]	0,795	0,694	<b>1,095</b>

Tab. 3-19: Vergleich der Rechenergebnisse bei Variation der Grenzdehnung  $\epsilon_s$  und  $\Delta\epsilon_p$  an drei Nachweisstellen

### Vereinfachter stochastischer Nachweis

Da nicht in allen Nachweisschnitten der Nachweis auf Querschnittsebene erbracht werden kann, wird im Anschluss der stochastische Nachweis des Ankündigungsverhaltens auf Systemebene (Kapitel 7) geführt.

In Tabelle 3-20 werden die Anwendungsbedingungen aus Kapitel 7.3 für den vorliegenden Fall überprüft. Alle Anwendungsgrenzen für das vereinfachte stochastische Verfahren können eingehalten werden.

Für den Vergleich der Nachweise für die verschiedenen Lastmodelle werden die Rechenergebnisse ohne Berücksichtigung der Mindestrestspannstahlfläche von 30 % angesetzt. Wie bereits im vorherigen Kapitel beschrieben, konnte bei Berücksichtigung dieser nur an einem Nachweisschnitt im zweiten Feld der Nachweis auf Querschnittsebene nicht erfüllt werden. Wie die nachfolgenden Darstellungen zeigen, ist das zweite Feld generell unkritisch hinsichtlich eines ausreichenden Ankündigungsverhaltens anzusehen.

Für den stochastischen Nachweis wird die Spannstahlfläche ermittelt, die erforderlich ist, um die erforderliche Restbruchsicherheit zu gewährleisten. Aus dieser Spannstahlfläche wird die erforderliche Spanngliedanzahl  $n_{br}$  ermittelt und der Anzahl der Spannglieder gegenübergestellt, bei der sich die Rissbildung einstellt  $n_{cr}$ . Hierbei gilt die Vorgabe, dass die Spanngliedanzahl  $n_{br}$  auf ganze Spannglieder aufgerundet und die Anzahl  $n_{cr}$  abgerundet wird.

Für das Endfeld der Brücke stellen sich die Nachweisschnitte 0,7 L<sub>1</sub> und KF2 als maßgebend für den Nachweis heraus. In Tabelle 3-21 sind die Ergebnisse für alle vier unterschiedlichen Lastmodelle aufgeführt. Es ist zu erkennen, dass in dem Schnitt 0,7 L<sub>1</sub> ca. 4 ganze Spannglieder ( $n_{br}$ ) erforderlich werden, um die Restbruchsicherheit sicherzustellen. Liegt der Wert knapp über der Zahl 4, muss der Wert auf 5 aufgerundet werden, wodurch der Nachweis nicht mehr erfüllt ist. Für das Lastmodell 0,75 x LM1 ist der Nachweis für das ganze Endfeld mit erf  $n_{br} = 3,89$  erfüllt ( $\rho = -4,22$ ). Durch die geringfügig größere Belastung aus dem Lastmodell 0,80 x LM1 erhöht sich die Anzahl der erforderlichen Restspannglieder auf erf  $n_{br} = 4,02$  und muss daher auf 5 aufgerundet werden. Der Nachweis ist durch diese Erhöhung nun nicht mehr erfüllt ( $\rho = -2,70$ ).

Bei Berücksichtigung der Mindestrestspannstahlfläche von 30 % wäre der Nachweis auf Systemebene für den ersten Untersuchungsbereich erst gar nicht erforderlich gewesen, da bereits auf Querschnittsebene alle Nachweise der Restbruchsicherheit erfüllt werden konnten. Lediglich im Stützbereich (1,0 L<sub>2</sub>) konnte dieser Nachweis nicht erfüllt werden. Jedoch konnte abschließend der Nachweis für diesen kritischen Nachweisschnitt mit dem stochastischen Verfahren erbracht werden.

Anwendungsbedingung	Absatz der Handlungsanweisung SpRK	Grenzwert	vorhanden	
			Bereich 1	Bereich 2
Mindestanzahl der Untersuchungsquerschnitte	7.3 (1)	$\geq 8$	13	11
Mindestanzahl Spannglieder im Untersuchungsquerschnitt	7.3 (2)	$s_{min} \geq 4$	16	16
Maximale Spanngliedanzahl im Untersuchungsbereich	7.3 (3)	$s_{max} \leq 2 \cdot s_{min}$	$s_{max} = s_{min}$	$s_{max} = s_{min}$
Mindestanzahl von Querschnitten mit Ankündigungsverhalten im Untersuchungsbereich	7.3 (4)	$\geq 50 \%$	54 %	64 %
Mindestanzahl Spanndrähte je Hüllrohr	7.3 (5)	$\geq 20$	60	60

Tab. 3-20: Anwendungsbedingungen für das vereinfachte stochastische Verfahren

Stochastischer Nachweis für BK60/30																							
NW-Schnitt	0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>1</sub>	0,2L <sub>1</sub>	0,3L <sub>1</sub>	0,4L <sub>1</sub>	0,5L <sub>1</sub>	0,6L <sub>1</sub>	0,7L <sub>1</sub>	0,8L <sub>1</sub>	0,9L <sub>1</sub>	1,0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>2</sub>	KF1	0,3L <sub>2</sub>	0,4L <sub>2</sub>	0,5L <sub>2</sub>	0,6L <sub>2</sub>	0,7L <sub>2</sub>	0,8L <sub>2</sub>	0,9L <sub>2</sub>	1,0L <sub>2</sub>	0,1L <sub>3</sub>	KF2
erf n <sub>cr</sub>	0,00	0,93	5,33	6,26	5,63	5,94	5,48	3,72	0,00	0,00	0,00	0,00	6,11	6,11	10,05	10,36	10,09	9,28	7,62	2,96	0,00	0,00	0,00
n <sub>cr,i</sub>	0	0	5	6	5	5	5	3	0	0	0	0	6	6	10	10	10	9	7	2	0	0	0
erf n <sub>br</sub>	0,00	3,08	4,52	4,97	4,66	4,96	4,83	4,09	2,42	0,81	3,93	0,42	5,33	5,33	6,84	7,16	7,15	6,79	5,96	3,94	0,46	5,02	0,42
n <sub>br,i</sub>	0	4	5	5	5	5	5	5	3	1	4	1	6	6	7	8	8	7	6	4	1	6	1
n <sub>cr,max</sub>	0,375												0,625										
n <sub>br,max</sub>	0,3125												0,375										
ρ	-1,18												-5,75										
Stochastischer Nachweis für 0,75 x LM1																							
NW-Schnitt	0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>1</sub>	0,2L <sub>1</sub>	0,3L <sub>1</sub>	0,4L <sub>1</sub>	0,5L <sub>1</sub>	0,6L <sub>1</sub>	0,7L <sub>1</sub>	0,8L <sub>1</sub>	0,9L <sub>1</sub>	1,0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>2</sub>	KF1	0,3L <sub>2</sub>	0,4L <sub>2</sub>	0,5L <sub>2</sub>	0,6L <sub>2</sub>	0,7L <sub>2</sub>	0,8L <sub>2</sub>	0,9L <sub>2</sub>	1,0L <sub>2</sub>	0,1L <sub>3</sub>	KF2
erf n <sub>cr</sub>	0,00	0,84	5,24	6,16	5,52	5,88	5,52	3,95	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	7,00	10,39	10,59	10,20	9,45	7,81	3,50	0,00	0,00	0,00
n <sub>cr,i</sub>	0	0	5	6	5	5	5	3	0	0	0	0	7	7	10	10	10	9	7	3	0	0	0
erf n <sub>br</sub>	0,00	2,87	4,24	4,65	4,32	4,64	4,56	3,89	2,39	0,72	3,76	0,80	5,51	5,51	6,77	7,07	6,97	6,66	5,82	3,93	0,34	4,78	0,29
n <sub>br,i</sub>	0	3	5	5	5	5	5	4	3	1	4	1	6	6	7	8	7	7	6	4	1	5	1
n <sub>cr,max</sub>	0,4375												0,625										
n <sub>br,max</sub>	0,25												0,3125										
ρ	-4,22												-7,27										
Stochastischer Nachweis für 0,80 x LM1																							
NW-Schnitt	0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>1</sub>	0,2L <sub>1</sub>	0,3L <sub>1</sub>	0,4L <sub>1</sub>	0,5L <sub>1</sub>	0,6L <sub>1</sub>	0,7L <sub>1</sub>	0,8L <sub>1</sub>	0,9L <sub>1</sub>	1,0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>2</sub>	KF1	0,3L <sub>2</sub>	0,4L <sub>2</sub>	0,5L <sub>2</sub>	0,6L <sub>2</sub>	0,7L <sub>2</sub>	0,8L <sub>2</sub>	0,9L <sub>2</sub>	1,0L <sub>2</sub>	0,1L <sub>3</sub>	KF2
erf n <sub>cr</sub>	0,00	0,92	5,33	6,26	5,63	6,00	5,64	4,08	0,00	0,00	0,00	0,00	7,14	7,14	10,51	10,72	10,32	9,57	7,94	3,63	0,00	0,00	0,00
n <sub>cr,i</sub>	0	0	5	6	5	5	5	4	0	0	0	0	7	7	10	10	10	9	7	3	0	0	0
erf n <sub>br</sub>	0,00	2,92	4,32	4,74	4,43	4,75	4,68	4,02	2,51	0,81	3,88	0,89	5,62	5,62	6,88	7,19	7,09	6,78	5,94	4,04	0,43	4,91	0,38
n <sub>br,i</sub>	0	3	5	5	5	5	5	5	3	1	4	1	6	6	7	8	8	7	6	5	1	5	1
n <sub>cr,max</sub>	0,4375												0,625										
n <sub>br,max</sub>	0,3125												0,3125										
ρ	-2,70												-7,27										
Stochastischer Nachweis für 0,85 x LM1																							
NW-Schnitt	0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>1</sub>	0,2L <sub>1</sub>	0,3L <sub>1</sub>	0,4L <sub>1</sub>	0,5L <sub>1</sub>	0,6L <sub>1</sub>	0,7L <sub>1</sub>	0,8L <sub>1</sub>	0,9L <sub>1</sub>	1,0L <sub>1</sub>	0,1L <sub>2</sub>	KF1	0,3L <sub>2</sub>	0,4L <sub>2</sub>	0,5L <sub>2</sub>	0,6L <sub>2</sub>	0,7L <sub>2</sub>	0,8L <sub>2</sub>	0,9L <sub>2</sub>	1,0L <sub>2</sub>	0,1L <sub>3</sub>	KF2
erf n <sub>cr</sub>	0,00	0,99	5,42	6,36	5,74	6,11	5,77	4,22	0,00	0,00	0,00	0,00	7,27	7,27	10,64	10,84	10,45	9,69	8,06	3,77	0,00	0,00	0,00
n <sub>cr,i</sub>	0	0	5	6	5	6	5	4	0	0	0	0	7	7	10	10	10	9	8	3	0	0	0
erf n <sub>br</sub>	0,00	2,98	4,40	4,84	4,53	4,86	4,80	4,14	2,63	0,90	4,00	0,98	5,72	5,72	6,99	7,31	7,21	6,90	6,05	4,16	0,52	5,04	0,48
n <sub>br,i</sub>	0	3	5	5	5	5	5	5	3	1	4	1	6	6	7	8	8	7	7	5	1	6	1
n <sub>cr,max</sub>	0,4375												0,625										
n <sub>br,max</sub>	0,3125												0,375										
ρ	-2,70												-5,75										

Tab. 3-21: Übersicht des stochastischen Nachweises für die ersten beiden Felder ohne Berücksichtigung einer Mindestrestspannstahlfläche

## 4 Themenbereich „Ermüdung vorgespannter Bewehrung“

### 4.1 Ausgangslage

In den 1970er Jahren wurden an den Koppelfugen einiger Spannbetonbrücken Risse entdeckt. Gleichzeitig zeigte sich bei experimentellen Untersuchungen, teilweise in Verbindung mit Zulassungsbegutachtungen für Spannverfahren, eine besondere Empfindlichkeit des Spannstahls in Spanngliedverankerungen und -kopplungen gegenüber zyklischen Beanspruchungen.

Ein erster Schadensfall – bisher auch der einzig bekannt gewordene Ermüdungsschaden – ist 1976 mit Brüchen des Spannstahls an vier Koppelfugen der Hochstraße Prinzenallee in Düsseldorf nach 18 Jahren Nutzungsdauer (SCHMITZ 1979) aufgetreten.

Hierdurch wurden umfangreiche theoretische und experimentelle Forschungsarbeiten (vgl. z. B. (KÖNIG 1986), (ZILCH 2004)) ausgelöst.

Als Ursachen konnten primär festgestellt werden:

- die Vernachlässigung von Temperaturunterschieden in der Berechnung und Bemessung – Koppelfugen liegen üblicherweise im Bereich des Momentennullpunkts, dort kommt den Temperaturmomenten und eventuellen Streuungen der Eigenlastmomente eine wesentlich größere Bedeutung zu,
- erhöhte Kriech- und Schwindverluste im Bereich der Koppelfugen aufgrund deutlich größerer Stahlquerschnitte der Kopplungen gegenüber dem Spannstahl in der freien Länge,
- Störungen aus Abweichungen von der linearen Dehnungsverteilung aufgrund des abschnittweisen Vorspanns (zunächst Belastung am freien Scheibenrand, Entlastung dann im Inneren einer Scheibe),
- verminderte Zugfestigkeit in der Arbeitsfuge,
- verminderte Ermüdungsfestigkeit der Spannglieder im Bereich der Kopplungen gegenüber dem Spannstahl in der freien Länge.

## 4.2 Übersicht zum Stand des Wissens

### 4.2.1 Vorbemerkung

In diesem Bericht wird allein die Ermüdung des Betonstahls und Spannstahls bei Biegung betrachtet. Weitere Ermüdungswirkungen, z. B. auf den Beton oder auf Schubbewehrung, sind nicht Gegenstand dieser Untersuchung.

### 4.2.2 Verhalten des Verbundquerschnittes

Die umfangreichen Forschungsergebnisse hinsichtlich der konstruktiven Durchbildung und Berechnung von Koppelfugen sind in der Literatur dokumentiert (z. B. (KÖNIG 1986), (ZILCH 2004)).

Es soll zum besseren Verständnis der aktuellen Stand des Wissens zusammengefasst werden. Dies wird mit dem nachfolgenden Bild 4-1 erläutert.

In dem oberen Teil ist das Moment-Spannstahlspannung-Diagramm dargestellt. Es zeigt die auftretende Spannstahlspannung in Abhängigkeit von dem vorhandenen Biegemoment. Die Schwingbreite der Spannstahlspannung lässt sich hier aus den Differenzen zugehöriger Momente ableiten.

Als Darstellung ist jedoch das im unteren Teil des Bildes gegebene Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm anschaulicher. Es zeigt die Spannstahlspannungsschwingbreite in Abhängigkeit von dem gleichzeitig wirkenden Grundmoment für eine vorgegebene Momentenschwingbreite. In dieser Darstellung können die einzelnen Einflussparameter in zwei Gruppen zusammengefasst werden, wie dies im unteren Teil des Bildes 4-1 illustriert wird.

Die erste Gruppe umfasst alle häufig zyklisch wirkenden Einwirkungen und die Verteilung der Zug-

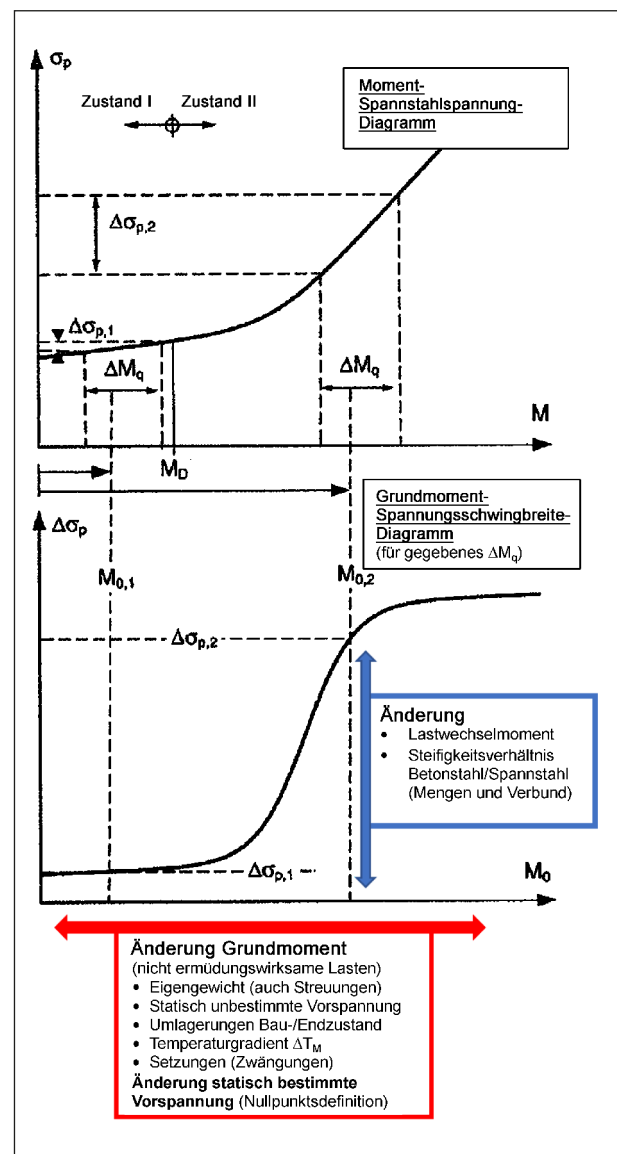


Bild 4-1: Zusammenhang zwischen einwirkendem Moment und Spannstahlspannung (oben) und Zusammenhang zwischen dem Grundmoment und der Spannungsschwingbreite auf Gleichgewichtsebene (unten) für ein gegebenes Lastwechselmoment  $\Delta M_q$  mit den Einflussgrößen

kräfte auf den Spannstahl und Betonstahl. Sie beeinflusst direkt die im unteren Bild 4-1 als Ordinate dargestellte Spannungsschwingbreite des Spannstahles. Zu dieser Gruppe gehören:

- die schwingende Einwirkung selbst und
- die Verteilung der Zugkräfte auf die Bewehrungsarten, bestimmt durch die Menge und Lage der Bewehrungen sowie die zugehörigen Verbundeigenschaften

In der Abszisse wird das Grundmoment dargestellt. Es umfasst als zweite Gruppe alle nicht ermüdungswirksamen Einwirkungen und Systemeigenschaften. Im Einzelnen sind dies:

- Eigengewicht (gegebenenfalls unter Berücksichtigung von Streuungen entlang der Spannweite),
- statisch unbestimmter Anteil der Vorspannung (einschließlich Kriechen und Schwinden des Betons und Relaxation des Spannstahles), gegebenenfalls oberer und unterer charakteristischer Wert,
- Umlagerung vom Bau-/Endzustand aus abschnittweisem Bauen,
- Auswirkungen aus ungleichmäßiger Temperatur  $\Delta T$ ,
- Auswirkungen aus Setzungen (Zwängungen).

Der statisch bestimmte Anteil der Vorspannung unter Berücksichtigung der lokalen Verluste aus Kriechen und Schwinden geht nicht in den Betrag des Grundmomentes ein. Er ist auf der Seite der Bauteilwiderstände zu berücksichtigen und bestimmt den Nullpunkt im Moment-Spannstahlspannungs-Diagramm (oberer Teil des Bildes 4-1), von dem das Grundmoment aus zu zählen ist. Eine Veränderung der statisch bestimmten Vorspannung verschiebt den Dekompressionspunkt und die Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Kurve in horizontaler Richtung und hat damit eine ähnliche Wirkung wie eine Veränderung des Grundmomentes (vgl. auch (ZILCH 2004)).

Die so auf Gleichgewichtsebene ermittelte Spannstahlschwingbreite muss den ertragbaren Widerständen (Schwingfestigkeit) des Spannstahles gemäß den Nachweisregeln gegenübergestellt werden.

Für einen direkten Vergleich mit den Widerstandskenngrößen kann das Grundmoment-Spannungs-

schwingbreite-Diagramm mit Faktoren zur Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten oder/und zur Umrechnung der Lastwechselzahlen (vergleiche auch Gl. (4-9) im nächsten Kapitel) auf ein äquivalentes Niveau (Bemessungsniveau) umgerechnet werden. Für das Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm gibt es also neben der als übliche Grundlage benutzten Darstellung: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm auf Gleichgewichtsebene noch die weitere Darstellung Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm auf Bemessungsniveau. Beide Darstellungen werden im Folgenden benutzt. Die Ordinatenachse ist entsprechend mit Spannungsschwingbreite bzw. äquivalente Spannungsschwingbreite bezeichnet. Soweit keine detaillierte Unterscheidung angemerkt ist, ist im Allgemeinen das Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm auf Gleichgewichtsebene gemeint.

#### 4.2.3 Ermüdungsverhalten des Stahles

Das Ermüdungsverhalten der Werkstoffe Betonstahl und Spannstahl wird üblicherweise durch die Vorgabe von Wöhlerlinien beschrieben. Dabei werden die ertragbaren Schwingbreiten in Abhängigkeit der Lastwechselzahlen vorgegeben (Bild 4-2). Diese zweigliedrige Wöhlerlinie, linear in doppeltlogarithmischer Auftragung, auf charakteristischem Niveau lässt sich durch 4 Parameter beschreiben:

- Die beiden Neigungen  $k_1$  und  $k_2$
- Den Schnittpunkt mit den Werten  $\Delta\sigma_{Rsk}$  und  $N^*$

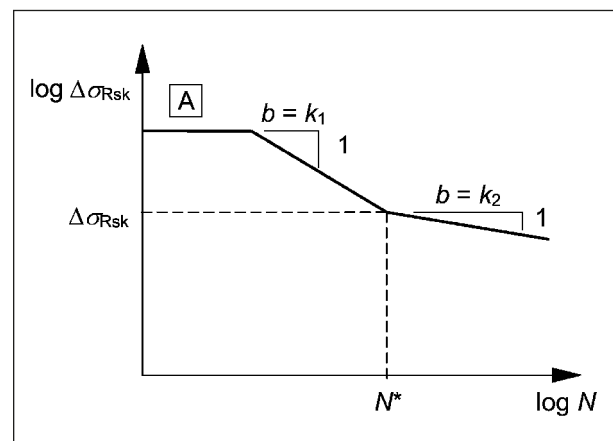


Bild 4-2: Form der charakteristischen Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinien für Beton- und Spannstahl) gemäß DIN EN 1992-2 [A] – Bewehrung an der Streckgrenze

Die Wöhlerlinie lautet zunächst als Geradengleichung:

$$\log(\Delta\sigma) = \log(\Delta\sigma_{Rsk}) - \frac{1}{k_i} * [\log(N) - \log(N^*)] \quad (4.1)$$

Umgeschrieben auf Schwingbreite  $\Delta\sigma$  bzw. Lastwechselzahl  $N$  folgt:

$$\Delta\sigma(N) = \Delta\sigma_{Rsk} \cdot \left[ \frac{N}{N^*} \right]^{-1/k_i} \quad (4-1a)$$

$$N(\Delta\sigma) = N^* \cdot \left[ \frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{Rsk}} \right]^{-k_i} \quad (4-1b)$$

Die Werkstoffparameter sind in den Bemessungsnormen vorgegeben, zum Beispiel in DIN EN 1992-2 in Tabelle 6.4 DE.

Zum Übergang auf das Bemessungsniveau ist der charakteristische Wert des Knickpunktes  $\Delta\sigma_{Rsk}$  durch den Sicherheitsbeiwert  $\gamma_{s,fat}$  zu dividieren:

$$\Delta\sigma_{Rsd} = \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \quad (4-2)$$

Die Schädigung  $D_1$  infolge  $n_1$  Lastwechsel mit der Spannung  $\Delta\sigma_1$  ergibt sich dann auf Bemessungsniveau mit Einsetzen der Gleichungen für die Wöhlerlinie:

$$\begin{aligned} D_1 &= \frac{n_1}{N_1} = \frac{n_1}{N^*} \cdot \left[ \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{Rsd}(N^*)/\gamma_{s,fat}} \right]^{k_i} = \\ &= \frac{n_1}{N^*} \cdot \left[ \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{Rsd}(N^*)} \right]^{k_i} \end{aligned} \quad (4-3)$$

Bei wechselnden Schwingbreiten wird die Schädigung  $D$  üblicherweise mit der linearen Schädigungshypothese nach Palmgren-Miner superponiert. Für ein mehrstufiges Kollektiv mit  $m$  verschiedenen Schwingbreiten  $\Delta\sigma_i$  der jeweiligen Anzahl  $n_i$  ergibt sich die Schädigung zu:

$$D(n) = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N^*} \cdot \left[ \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{Rsd}(N^*)} \right]^{k_i} \quad (4-4)$$

mit

$k_i$  = zum jeweiligen Bereich zugehöriger Exponent

und

$$\sum_{i=1}^m n_i = n \quad (4-5)$$

Die weitere Betrachtung wird auf Lastwechselzahlen größer  $N^*$  beschränkt. Für manche Anwendungen ist es zweckmäßig, das mehrstufige Kollektiv in ein äquivalentes Einstufenkollektiv mit  $n$  Lastwechsel der Schwingbreite  $\lambda \cdot \Delta\sigma_{ref}$  umzurechnen. Für die Schädigung des so definierten Einstufenkollektiv gilt:

$$D = \frac{n}{N^*} \cdot \left[ \frac{\lambda \cdot \Delta\sigma_{ref}}{\Delta\sigma_{Rsd}(N^*)} \right]^{k_2} \quad (4-6)$$

Gleichsetzen mit dem Ergebnis für das mehrstufige Kollektiv liefert nach kurzer Zwischenrechnung für den Äquivalenzfaktor  $\lambda$ :

$$\lambda^{k_2} = \sum_{i=1}^m \left\{ \frac{n_i}{n} \cdot \left[ \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{ref}} \right]^{k_2} \right\} \quad (4-7)$$

$$\lambda = \sqrt[k_2]{\sum_{i=1}^m \left\{ \frac{n_i}{n} \cdot \left[ \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{ref}} \right]^{k_2} \right\}} \quad (4-8)$$

## 4.3 Umsetzung in Regelwerken

### 4.3.1 Sofortmaßnahmen

Der an der Hochbrücke Prinzenallee in Düsseldorf aufgetretene Schadensfall zeigte die besondere Bedeutung und dringende Notwendigkeit einer Ergänzung der technischen Regeln für den Bereich der Koppelfugen. Dabei sind insbesondere die drei möglichen Ansatzpunkte zu nennen:

- Einführung rechnerischer Nachweise zur Ermüdung,
- genauere Erfassung der Schnittgrößen durch Berücksichtigung ungleicher Temperatur und erhöhter Spannkraftverluste aus Kriechen und Schwinden sowie eventuell weitere Sicherheitselemente (zum Beispiel: Zusatzmoment  $\Delta M$ ),
- konstruktive Maßnahmen (Mindestanzahl durchlaufende Spannglieder, erhöhte konstruktive Betonstahlbewehrung in der Arbeitsfuge).


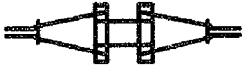




Durch Soforterrlässe des Bundes und durch Änderungsbescheide des Institutes für Bautechnik (IfBt) zu den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Spannverfahren (IFBT 1977) wurden in der Berechnung und konstruktiven Ausbildung der Koppelfugenbereiche Teile der neuen Erkenntnisse kurzfristig berücksichtigt. An den in den Übergangsjah-



ren erstellten Bauwerken konnten keine Defizite in der Nachrechnung beobachtet werden (MARZAHN 2013). Brücken, die nach DIN 4227:1979 und den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für Kunstbauten (ZTV-K) im Jahr 1980 geplant und errichtet wurden, weisen in der Regel keine Koppelfugenproblematik auf.

#### 4.3.2 Erhöhungsfaktoren $f$ für Spannkraftverluste in den Zulassungen ab 1983

Aufgrund der fortschreitenden Erkenntnisse wurden ab 1983 in den in Verbindung mit DIN 4227-1 geltenden nationalen bauaufsichtlichen Zulassungen für Spannverfahren Beiwerte, die sogenannten Erhöhungsfaktoren  $f$ , zur Ermittlung der größeren Spannkraftverluste in Abhängigkeit der konstruktiven Ausbildung der Kopplungskonstruktion angegeben. Die ohne den Einfluss der Kopplung ermittelten lokalen Spannkraftverluste werden für gekoppelte Spannglieder mit den Faktoren  $f$  vervielfacht. Dabei wird zwischen festen (FK) und beweglichen (BK) Kopplungen unterschieden. Die Gesamtlänge der Koppelkonstruktion dominiert die anzusetzenden Spannkraftverluste. In der Tabelle 4-1 sind die Erhöhungsfaktoren für verschiedene Grundtypen der Kopplungen zusammengestellt. Die genauen Werte sind den jeweiligen Zulassungen der Spannverfahren zu entnehmen.

Grundtyp	Symbolische Darstellung	BK	FK
Koppelscheibe (Übergreifungskopplung)		1,5	2,0
Koppelspindel		2,0	2,5
Rohrmuffe		2,0	2,5
mehrgliedrige Kopplung		3,5	4,0
Muffe kurz ( $\leq 25$ cm)		1,5	2,0
Muffe lang ( $< 25$ cm)		2,0	2,5
Klemmverankerung		2,5	3,0

Tab. 4-1: Erhöhungsfaktoren  $f$  für Spannkraftverluste an Kopplungen (nach (KÖNIG 1986))

#### 4.3.3 Spannbetonnorm DIN 4227-1:1979 und DIN 4227-1:1988

Die DIN 4227:1953 ist die erste deutsche Spannbetonnorm. Sie wurde mehrfach überarbeitet, ergänzt und durch Teile erweitert. Nach Entdeckung des Ermüdungsschadens im Jahr 1976 an einer Koppelfuge wurde die Norm überarbeitet. In der Ausgabe DIN 4227-1:1979-12 wurde ein Abschnitt mit konstruktiven Regeln für Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen (erhöhte Mindestbewehrung, Abschnitt 10.4) und ein Abschnitt mit Nachweisen bei vorwiegend nicht ruhender Belastung (Abschnitt 15.9) ergänzt.

Der Ermüdungsnachweis wird mittels der Begrenzung der Spannungsschwingbreite erbracht. Die Norm gibt vor, dass an festen und beweglichen Kopplungen die Schwingbreite das 0,7-fache des im Zulassungsbescheid für das Spannverfahren angegebenen Wertes der ertragenen Schwingbreite nicht überschreiten darf. Die DIN 4227-1:1979-12 selbst gibt keinen ertragenen Wert vor. Treten im Querschnitt Zugspannungen auf, ist der Nachweis bei vorwiegend nicht ruhender Belastung nach Zustand II zu führen.

In das Grundmoment sind die folgenden Einwirkungen einzurechnen:

- ständige Lasten
- Vorspannung nach Kriechen und Schwinden
- wahrscheinliche Baugrundbewegungen
- Temperaturunterschiede
  - Ausgabe 1979: Oberseite 5 K wärmer als Unterseite
  - Ausgabe 1988: gemäß DIN 1072:1985-12 ohne Abminderung
- Zusatzmoment  $\Delta M$

Das Zusatzmoment beträgt:

$$\Delta M = \pm \frac{EI}{10^4 * d_0} \quad (4-9)$$

Dabei steht  $EI$  für die Biegesteifigkeit des Querschnitts in Zustand I,  $d_0$  für die Querschnittsdicke.  $\Delta M$  entspricht einem linearen Temperaturlastfall von ca. 10 K. Das Zusatzmoment soll Ungenauigkeiten in den Lastannahmen und Unschärfen auf der Widerstandsseite ausgleichen (ZILCH 2004).

Die vorgenannten Regeln sind inhaltsgleich in die Ausgabe DIN 4227-1:1988 übernommen. Die damit erreichte Robustheit einer Koppelfuge wird in den neueren Normen mit Teilsicherheitskonzept durch eine detailliertere Herangehensweise an Einwirkungen und Widerstände sichergestellt.

Die DIN 4227 wurde für den Neubau konzipiert. Für die Nachrechnung von bestehenden Brückenbauwerken sind jedoch zusätzliche Aspekte, zum Beispiel eine andere konstruktive Bewehrung, zu berücksichtigen. Aufgrund des festgestellten Schadens war hoher Bedarf an der Nachrechnung der bestehenden Bauwerke gegeben. Deswegen wurde 1998 eine Handlungsanweisung für die Nachrechnung von bestehenden Koppelfugen veröffentlicht.

#### 4.3.4 Handlungsanweisung Koppelfugen 1998

Im Jahr 1998 ist die Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten als Grundlage für die Nachrechnung von bestehenden vorgespannten Brückenbauwerken (BAST 1998) von der BAST herausgegeben worden. Die Handlungsanweisung stellt den ersten deutschlandweiten Standard für den Ermüdungsnachweis an Koppelfugen von bestehenden Spannbeton-Straßenbrücken dar. Sie wurde eingeführt, um die Gefährdung durch Ermüdungsbrüche an den Bauwerken abzuschätzen, die vor der Herausgabe der Änderungen an den Regelwerken nach dem Schadensfall in Düsseldorf errichtet wurden (MARZAHN 2013). Die Handlungsanweisung definiert abweichend zur damals gültigen Spannbetonnorm DIN 4227:1988 zusätzliche Nachweise zu den unteren und oberen Betonrandspannungen in den Koppelfugen mit der planmäßigen Vorspannung und einer um 30 % abgeminderten Vorspannung überlagert jeweils mit drei verschiedenen Temperaturgradienten  $\Delta T_i = 5, 10, 15$  K (Zustand I, ungerissener Querschnitt).

Der eigentliche Nachweis der Schwingbreiten des Spannstahles weist einen dreistufigen Ansatz auf: Ist der Nachweis einer Stufe erfolgreich, kann davon ausgegangen werden, dass kein Dauerfestigkeitsproblem vorliegt. Es sind keine weiteren Berechnungen notwendig. Generell gibt die Handlungsanweisung vor, dass unabhängig vom Ergebnis der Nachrechnung, bei gerissenen Querschnitten Maßnahmen zum Korrosionsschutz der Spannglieder zu ergreifen sind.

### 1. Stufe: grobe rechnerische Abschätzung

Nachweisführung unter Ansatz des Lastwechselmoments

$$\Delta M_p = 0,5 * |\max M_p^+| + 0,5 * |\max M_p^-| \quad (4-10)$$

im ausgeprägten Zustand II. Das Biegemoment am Beginn des ausgeprägten Zustands II wird grafisch anhand des Moment-Spannstahlspannung-Diagramms ermittelt. Dieser liegt am Ende des ersten Krümmungswechsels. Der ausgeprägte Zustand II ist dann erreicht, wenn der Hebelarm der inneren Kräfte bei weiterer Laststeigerung nahezu konstant bleibt.

Kann der Nachweis der ermittelten Spannstahlspannungsänderungen  $\Delta \sigma_z$  kleiner ertr  $\Delta \sigma_z$  geführt werden, liegt kein Dauerfestigkeitsproblem vor. Die ertragene Schwingbreite ertr  $\Delta \sigma_z$  ist dabei der Zulassung des Spanverfahrens zu entnehmen.

### 2. Stufe: genauere rechnerische Abschätzung

Kann der Nachweis in Stufe 1 nicht erfolgreich geführt werden, sind zwei weitere Nachweise in Stufe 2 notwendig. Dabei wird die Spannungsschwingbreite unter der Annahme ermittelt, dass der Querschnitt das Dekompressionsmoment  $M_D$  erreicht hat. Zusätzlich wird entweder der häufige ( $\Delta T_{M, \text{freq}} = 7$  K) oder der seltene ( $\Delta T_{M, \text{rare}} = 12$  K) lineare Temperaturgradient in das Grundmoment mit einberechnet.

Der Nachweis für den häufigen Temperaturgradienten muss mit der zulässigen, für den seltenen Temperaturgradienten mit der ertragenen Spannungsschwingbreite geführt werden.

$$M_{0, \text{freq}} = M_D \text{ bei } 0,70/1,00 * calV_{\infty} + \Delta T_{M, \text{rare}} \quad (4-11)$$

$$M_{0, \text{rare}} = M_D \text{ bei } 0,70/1,00 * calV_{\infty} + \Delta T_{M, \text{rare}} \quad (4-12)$$

Die Nachweise sind für je 70 und 100 % der Vorspannkraft zu führen. Sind die Nachweise erfolgreich, kann ein Ermüdungsversagen ausgeschlossen werden.

### 3. Stufe: Genauerer Nachweis mit bauwerksbezogenen Annahmen, ggf. ermittelt durch Messungen

Ergibt die vorhergegangene Berechnung eine Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_z$  in der Größenordnung von  $\Delta\sigma_z^{\text{II}}$  im ausgeprägten Zustand II, kann der Nachweis abgebrochen werden. Daraufhin muss die schadensäquivalente Schädigung und die noch verbleibende Zeit bis zum Schaden bestimmt bzw. abgeschätzt werden. Weitergehend müssen unter Umständen Maßnahmen zur Verstärkung des Bauwerks entwickelt werden.

Ist  $\Delta\sigma_z$  wesentlich kleiner als  $\Delta\sigma_z^{\text{II}}$ , sollen weitergehende Untersuchungen (Messungen) am betrachteten Bauwerk durchgeführt werden. Mit den gewonnenen Daten wird der Nachweis analog Stufe 2 geführt. Die Messungen sollen der akkuraten Bestimmung der Grundbeanspruchung sowie der Ermittlung der tatsächlich auftretenden Verkehrsbelastung dienen. Die Handlungsanweisung gibt dazu ein Messprogramm und Angaben zu Auswertung vor.

Die Nachweisführung bei 0,7\* cal  $V_{\infty}$  berücksichtigt die erhöhten Spannkraftverluste an der Koppelfuge. Diese Abminderung muss für durchlaufende Spannungsglieder nicht angesetzt werden.

Der Ansatz der ermüdungswirksamen Beanspruchung aus Verkehr erfolgt analog der DIN 4227 mit den Ermüdungslasten (halbe Verkehrsregellasten) der DIN 1072:1985.

Die ertragene Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_z$  ist dem Zulassungsbescheid des verwendeten Spannungsverfahrens zu entnehmen. Die zulässige Spannungsschwingbreite zu  $\Delta\sigma_z$  entspricht der 0,7-fachen der ertragenen Schwingbreite. Weder Handlungsanweisung noch die DIN 4227 geben eine zulässige oder ertragene Spannungsschwingbreite für Kopplungen vor. Diese ist den Zulassungen der jeweiligen Spannungsverfahren zu entnehmen.

#### 4.3.5 DIN-Fachbericht 101 und 102

Die DIN-Fachberichte 101 und 102 ersetzen die Deutschen Normen. Sie sind für den Neubau konzipiert und beruhen auf den Entwürfen der Eurocodes DIN EN 1991-2 und DIN EN 1992-2.

Der DIN-Fachbericht 102 gibt zunächst eine Liste an Tragwerken und Tragwerksteilen vor, für die kein

Ermüdungsnachweis geführt werden muss (z. B. Widerlager).

Bei ermüdungswirksamen Beanspruchungen ist grundsätzlich zwischen dem Ermüdungsnachweis des Betons und des Stahls zu unterscheiden, da die Baustoffe wesentliche Unterschiede im Ermüdungsverhalten ausweisen. Im Folgenden wird nur auf den für die Fragestellung Koppelfugen wesentlichen Nachweis des Betonstahls und Spannstahls eingegangen.

Der DIN-Fachbericht 102 bietet drei Stufen für den Nachweis der Ermüdung an.

In der ersten wird ein vereinfachter Nachweis anhand der Begrenzung der maximalen Spannungsschwingbreite geführt.

Die in der Praxis übliche Nachweisstrategie ist die Stufe 2 mit dem Ermüdungslastmodell 3 und schädigungsäquivalenten Schwingbreiten. Bei dieser werden anhand eines Fahrzeuglastmodell (ELM 3) die auftretenden maximalen und minimalen Spannungen berechnet und anschließend mit einem tabellierten  $\lambda$ -Faktor schädigungsäquivalente Spannungen im Stahl bei zugehörigen Lastwechselzahlen bestimmt.

Die dritte Stufe nutzt die Nachweisstrategie 4 mit einem expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis. Mittels numerischer Methoden werden Belastungskollektive aus der Überfahrt verschiedener Fahrzeuge bestimmt. Mit diesen werden Schädigungsanteile für einzelne Spannungsamplituden berechnet und auf Grundlage der Schadensakkumulation anhand der Palmgren-Miner-Regel summiert. Der DIN-Fachbericht 102 erlaubt in Absprache mit den zuständigen Bauaufsichtsbehörden die Nachweisführung mit dem Ermüdungslastmodell 4 (Gruppe von Fahrzeugen) bzw. in Sonderfällen auch mit Ermüdungslastmodell 5 auf Grundlage von Messungen gemäß DIN EN 1991-3.

Die Teilsicherheitswerte für Beton und Stahl bzw. Spannstahl sind mit 1,5 und 1,15 anzunehmen. Der Nachweis ist mit der häufigen Einwirkungskombination ausgenommen der ermüdungswirksamen Lasten zu führen. Für Koppelfugenquerschnitte gilt:

- charakteristischer Wert der ständigen Lasten ( $G_k$ )
- Wert der wahrscheinlichen Setzungen (wird hier zu  $G_k$  gezählt)

- 0,75-facher Mittelwert der Vorspannkraft (oder genauer Nachweis) für den statisch bestimmten und maßgebender charakteristischer Wert für den statisch unbestimmten Anteil der Vorspannwirkung ( $P_k$ )
- häufiger Wert der Temperatureinwirkungen (meist Leiteinwirkung) ( $T_k$ )
- weitere veränderliche Einwirkung z. B. Wind ( $Q_{k,i}$ )
- maßgebendes Verkehrslastmodell für Ermüdung ( $Q_{fat}$ )

Die Bemessungsmomente  $M_{fat}^+$  und  $M_{fat}^-$  werden mit folgender Kombination und Formel bestimmt:

$$M_{fat}^{\pm} = \sum G_{k,j} + P_k + \psi_1 * Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} * Q_{k,i} + \left(\begin{matrix} max \\ min \end{matrix}\right) * Q_{fat} \quad (4-13)$$

Die Abminderung des statisch bestimmten Anteils der Vorspannung mit 0,75 ist nur notwendig, solange kein genauer Nachweis geführt wird.

Für den Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite wird aus Ober- und Unterspannung die Spannungsschwingbreite im maßgeblichen Spannglied bestimmt. Der II-Anhang 106 gibt dazu die Berechnung vor. Die Schnittgrößen aus Verkehr (Ermüdungslastmodell 3) werden in Abhängigkeit der Lage der Nachweisstelle mit einem Faktor beaufschlagt. Dieser beträgt 1,75 für den Nachweis an Zwischenstützen sowie 1,40 für alle übrigen Bereiche und für Nachweise in Querrichtung. Liegt der Nachweisschnitt kleiner  $0,15 * L$  von der Stütze entfernt, darf zwischen den Werten interpoliert werden. Darüber hinaus muss die aus den Bemessungsmomenten bestimmte Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_S$  mit dem tabellierten Korrekturfaktor  $\lambda_S$  multipliziert werden.

$$\Delta\sigma_{S,equ} = \Delta\sigma_S * \lambda_S \quad (4-14)$$

Der Korrekturbeiwert  $\lambda_S$  berücksichtigt die Spannweite, das jährliche Verkehrsaufkommen auf dem ersten Fahrstreifen, eine 100-jährige Nutzungsdauer, den Einfluss weiterer Fahrstreifen sowie die Oberflächenrauigkeit der Fahrbahn ( $\varphi_{fat}$ ).

$$\lambda_S = \varphi_{fat} * \lambda_{S,1} * \lambda_{S,2} * \lambda_{S,3} * \lambda_{S,4} \quad (4-15)$$

Der Korrekturfaktor dient dazu, die Belastung des Ermüdungslastmodells 3 von der tatsächlichen

Lastwechselzahl auf den Nachweis mit  $1 * 10^6$  Lastwechseln ( $N^*$ ) zu beziehen. Die Formel (4-16) zeigt den Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite gemäß DIN-Fachbericht 102:

$$\gamma_{F,fat} * \gamma_{Ed,fat} * \Delta\sigma_{S,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad (4-16)$$

Alternativ zum Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite oder wenn dieser nicht erbracht werden kann, darf der explizite Betriebsfestigkeitsnachweis geführt werden. Für diesen wird die Summe der Schädigungen aus bisherigen und zukünftigen Überfahrten ermittelt. Es ist nachzuweisen, dass die Summe der Schädigung über die Lebensdauer des Bauwerks

$$D_{Ed} \leq 1 \quad (4-17)$$

ist. Die Schädigung wird auf Basis der linearen Akkumulationshypothese nach Palmgren-Miner bestimmt. Der DIN-Fachbericht 101 legt je Verkehrskategorie die Anzahl der Lkw-Überfahren  $N_{obs}$  fest.

Die Ermüdungsfestigkeit des Spannstahls an Kopplungen und Verankerungen wird in Tabelle 4.1 16 für eine Lastwechselzahl  $N^* = 10^6$  mit  $\Delta\sigma_{Rsk} = 80 \text{ N/mm}^2$  angegeben. Diese darf angenommen werden, wenn keine anderweitige Festlegung durch bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall vorliegt. Die Spannungsexponenten der Wöhlerlinie für Kopplungen und Verankerungen sind mit  $k_1 = 3$  und  $k_2 = 5$  definiert. Der Sicherheitsbeiwert auf der Materialseite ist mit  $\gamma_{S,fat} = 1,15$  anzunehmen.

#### 4.3.6 Nachrechnungsrichtlinie 2011/2015

Die Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (NaRil) dient der Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken, die nicht nach dem aktuellen Normenstand bemessen wurden. Mit diesem Konzept können aufgrund des erweiterten Berechnungs- und Bewertungsrahmens die Reserven des Tragwerks weiter ausgenutzt werden. Die Richtlinie umfasst gegenüber der Handlungsanweisung nicht nur Spannbetonbrücken, sondern auch solche aus Stahlbeton, Stahl, Stahlverbund und Mauerwerk. Sie beinhaltet die Ermüdungsnachweise in Anlehnung an den Neubau, lässt jedoch die Verwendung des alten Konzepts im Fall von bestimmten Lastniveaus offen. Dies soll unnötigen Rechenaufwand im Falle von bereits durchgeführ-



ten Nachrechnungen mit der Handlungsanweisung vermeiden. Die Richtlinie entstand aus der Erfahrung, dass die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit an bestehenden Bauwerken mit den DIN-Fachberichten 101 bis 104 oftmals nicht erfolgreich geführt werden konnten (MAURER 2012). Es wurden folglich Regelungen geschaffen, die ein differenzierteres Vorgehen mit bestehenden Brücken ermöglichen.

Die Erweiterung von 2015 ergänzt das Hauptdokument. Das Kapitel der Betonbrücken wurde dabei komplett ersetzt. Die Richtlinie unterscheidet für den Ermüdungsnachweis nach Biege- und Querkraftbeanspruchung. Durch die Richtlinie werden ausschließlich ergänzende Regelungen zu den gültigen Normen für die Nachweise von Beton- und Spannstahl festgelegt. Die Nachrechnung ist nach den Vorgaben des DIN-Fachberichts 102 zu führen (12.5.1(1)). Glatte Betonstahlbewehrung darf im Ermüdungsnachweis nicht angesetzt werden.

Die Nachrechnungsrichtlinie gibt vor, dass eine Überprüfung der Ermüdungssicherheit der Koppelfugen von Spannbetonbauwerken bis Baujahr 1981 mit besonderer Sorgfalt durchzuführen ist. Sollten Trennrisse in einem solchen Überbau vorhanden sein, sind diese in der Bewertung der Schädigung höher als in Bauwerken nach 1981 anzusetzen.

Auf der Widerstandsseite darf die Wöhlerlinie für Spannstahl und zulässige Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_{Rsk} = 80 \text{ N/mm}^2$  gemäß DIN-Fachbericht 102 für Nachweise mit der Nachrechnungsrichtlinie angesetzt werden.

Für den Ermüdungsnachweis infolge Biegebeanspruchung arbeitet die Nachrechnungsrichtlinie mit einem gestuften Konzept. Kann der Nachweis einer Stufe nicht erfolgreich erbracht werden, wird die nächste Stufe durchgeführt.

### 1. Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite gemäß DIN-Fachbericht 102

Die Stufe 1 folgt der Nachweisstrategie 3 mit schädigungsäquivalenter Schwingbreite gemäß DIN-Fachbericht 102 und dem Ermüdungslastmodell 3 (ELM 3) gemäß DIN-Fachbericht 101:2009. Die Nachrechnungsrichtlinie definiert keine abweichenden Regelungen. Dies schafft Vergleichbarkeit und gleiche Maßstäbe zwischen nachgerechneten Brücken. Die Defizite in Tragfähigkeit und Gebrauchs-

tauglichkeit werden aufgedeckt und können bewertet werden. Das Grundmoment wird mit der häufigen Einwirkungskombination ermittelt.

### 2. Expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis

Ist der Nachweis der Stufe 1 nicht erfolgreich, darf in Stufe 2 der explizite Betriebsfestigkeitsnachweis gemäß DIN-Fachbericht 102 geführt werden (Nachweisstrategie 4). Dafür definiert die Nachrechnungsrichtlinie abweichende Regelungen zum Vorgehen des Fachberichts. Der Nachweis wird mit einem modifizierten Ermüdungslastmodell 4 (ELM 4) der DIN EN 1991-2 in Abhängigkeit der jeweiligen Anzahl der Fahrzeugüberfahrten geführt. Gegenüber dem Eurocode spezifiziert die Nachrechnungsrichtlinie die Verkehrszusammensetzungen in fünf Zeiträume für die Verkehrskategorien „große Entfernung“, „mittlere Entfernung“ und „Ortsverkehr“. Alternativ dürfen objektspezifische Untersuchungsergebnisse angesetzt werden (Ermüdungslastmodell 5). Die Berücksichtigung der linearen Temperaturbeanspruchung erfolgt ebenfalls detaillierter nach deren Auftretenswahrscheinlichkeit.

Es wird für die verschiedenen Lkw-Typen des ELM 4 jeweils die Schädigung einer einzelnen Überfahrt unter Berücksichtigung der Auftretenswahrscheinlichkeit der Höhe der linearen Temperaturverteilung berechnet. Durch die Betrachtung soll die tatsächliche Verkehrsbelastung des Überbaus besser abgebildet werden. Mit der Anzahl der Überfahrten je Typ ergibt sich die Schädigung  $D_{\text{year}}$ .

$$D_{\text{year}} = N_{\text{obs}} \cdot \sum_{\Delta T = \min \Delta T}^{\max \Delta T} \left[ \sum_{i=1}^5 p_i \cdot \lambda_{T, \Delta T} \cdot D_{\Delta T, i} \right] \quad (4-18)$$

Mit

- $N_{\text{obs}}$  Anzahl der Lastkraftwagen je Jahr und je Fahrstreifen
- $p_i$  Anteil des Standardfahrzeugs Typ  $i$  gemäß Ermüdungslastmodell ELM 4 ( $i = 1$  bis  $5$ ) am Schwerverkehr  $N_{\text{obs}}$  im betrachteten Jahr
- $\lambda_{T, \Delta T}$  jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit des Temperaturunterschieds  $\Delta T_M$  nach Tabelle 12.3
- $D_{\Delta T, i}$  Schädigungsbeitrag bei der Überfahrt eines Standardfahrzeugs des Typ  $i$  bei gleichzeitiger Einwirkung des zugehörigen  $\Delta T_M$

Die durch ein Standardfahrzeug  $i$  bei gleichzeitiger Einwirkung von  $\Delta T_M$  verursachte Schädigung  $D_{\Delta T, i}$  wird wie folgt bestimmt:

$$D_{\Delta T, i} = \sum_j \frac{1}{\Delta \sigma_{Rsd}^{k_2} * N^*} * \Delta \sigma_{i, j}^{k_2} \quad (4-19)$$

wobei  $j$  die Anzahl der Unterteilung des mehrstufigen Kollektivs bedeutet (ggfl. auch  $j = 1$ ).

Es ist nachzuweisen, dass die Summe der Schädigung über die Lebensdauer des Bauwerks

$$D_{Ed} \leq 1 \quad (4-20)$$

ist. Die Schädigung wird auf Basis der linearen Akkumulationshypothese nach Palmgren-Miner bestimmt.

Für den expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis sind im Grundmoment die Schnittgrößen aus ständig vorhandenen Einwirkungen, statisch unbestimmtem Anteil der Vorspannung, wahrscheinlicher Setzung, quasi-ständigem Anteil aus Verkehrslast (UDL des Lastmodells 1 nach DIN-Fachbericht) in ungünstigster Anordnung – worauf besonders hingewiesen wird – und Zwangsschnittgröße  $\Delta T_M$  anzusetzen. Wenn kein genauer Nachweis geführt wird, ist der Mittelwert des statisch bestimmten Anteils der Vorspannung mit dem Faktor 0,75 abzumindern.

$$M_{0, i} = M_G + M_{\Delta S} + r_{inf/sup} * M_{Pm, t=\infty, ind} + \psi_2 * M_{UDL} + \Delta T * M_{\Delta T, i} \quad (4-21)$$

Die Schnittgrößen des quasi-ständigen Anteils der Verkehrslast des Lastmodells 1 werden mit  $\psi_2 = 0,20$  abgemindert.

Für Koppelfugen von Brücken mit historischen Lastniveaus BK60/30, BK60 und BK30/30 darf der Nachweis in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie nach Handlungsanweisung von 1998 geführt werden.

### 3. Einbeziehung von Messwerten am Bauwerk

In Stufe 3 der Nachrechnungsrichtlinie ist die Einbeziehung von Messungen am Bauwerk erlaubt. Diese können insbesondere für eine verbesserte Festlegung des Grundmomentes, d. h. der Verluste aus Kriechen und Schwinden und Umlagerungen, benutzt werden. Das genaue Vorgehen ist in Kapitel 4.5 dieses Berichtes ausführlich dargestellt.

### 4. Einbeziehung von wissenschaftlichen Methoden

In Stufe 4 wird das Bauwerk unter Berücksichtigung von geometrischen und materiellen Nichtlinearitäten nachgerechnet. Analog Stufe 3 ist aufgrund des hohen Aufwandes die vierte Stufe nur in Sonderfällen und unter Abstimmung mit den obersten Straßenbaubehörden durchzuführen.

#### 4.3.7 DIN EN 1991-2/NA und DIN EN 1992-2/NA (DIN-Handbücher)

Die aktuelle Eurocodegeneration ((DIN-Handbuch EC 1), (DIN-Handbuch EC 2)) weist im Hinblick auf den Ermüdungsnachweis nur geringfügige Änderungen zu den DIN-Fachberichten 101 (DIN-FB 101:2009) und 102 (DIN-FB 102:2009) auf. Die Ermüdungslastmodelle sind identisch. Die Bemessungsnorm gibt dieselben drei Möglichkeiten der Nachweisführung gegen Ermüdung.

Es soll jedoch an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, dass die statischen Vertikallasten im Eurocode DIN EN 1991-2/NA durch eine Erhöhung der Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Q1}$ ,  $\alpha_{Q2}$ ,  $\alpha_{q1}$ ,  $\alpha_{q2}$ ,  $\alpha_{q3}$  und  $\alpha_{qr}$  deutlich vergrößert wurden und gleichzeitig der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q$  für Verkehrslasten auf 1,35 abgesenkt wurde. Dieses gegenüber dem Lastmodell 1 (LM1) nach DIN-Fachbericht erhöhte Lastmodell wird mit Lastmodell LMM bezeichnet. Für die Nachrechnungen ist generell das Lastmodell 1 (LM1) als maximale Belastung vorgesehen. Die Ermüdungslastmodelle sind unverändert, sodass diese Änderungen hier nicht weiter betrachtet werden müssen.

Im EC-2/NA wird keine zulässige Spannungsschwingbreite für Spannstahlkopplungen oder -verankerungen angegeben. Diese ist der bauaufsichtlichen Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall zu entnehmen. Analog dem Fachbericht ist der Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite bzw. die Ermittlung der  $\lambda$ -Werte im Anhang beschrieben.

Die Hauptdokumente des Eurocodes sowie jeweils der zugehörige nationale Anhang werden für eine bessere Lesbarkeit in sogenannten DIN-Handbüchern ((DIN-Handbuch EC 1), (DIN-Handbuch EC 2)) zusammengeführt.



	Handlungsanweisung	Alte Notation	Neue Notation
	DIN national	ENV	EC
schädigungsäquivalente Schwingbreite	-	$\Delta\sigma_{s,i}$	$\Delta\sigma_{s,equ}$
aufnehmbare schädigungsäquivalente Schwingbreite	zul $\Delta\sigma_v$	$\Delta\sigma_v$	$\Delta\sigma_{Rsd}$
ertragene Schwingbreite im Zulassungsversuch	ertr $\Delta\sigma_z$	ertr $\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_{p,ertr}$
Vorspannung	V	P	P
Linearer Temperaturgradient	$\Delta T_i$	$\Delta T_M$	$\Delta T_M$
Moment stat. unbest. Vorspannung	$M_v$	$M_{k,P,ind}$	$M_{k,P,ind}$
Moment stat. best. Vorspannung	$M_v^{(0)}$	$M_{k,P,dir}$	$M_{k,P,dir}$
Lastwechsellmoment	$\Delta M_p$	-	$(\Delta M_q)$
Dekompressionsmoment	$M_D$		$(M_D)$
Durchmesser Bewehrungsstahl	$d_s$	$d_s$	$\phi$

( ) --> nicht in der Norm genannt, jedoch hier benutzt

Tab. 4-2: Übersicht der Notationsanpassungen bei Formelzeichen

#### 4.3.8 Vergleichende Gegenüberstellung

Die Tabelle 4-3 zeigt die Faktorisierung der Einwirkungen je Nachweiskonzept. Die Zeile der statisch unbestimmten Vorspannung  $P_{ind,t=\infty}$  zeigt die Beiwerte  $r_{inf}$  und  $r_{sup}$  für nachträglich vorgespannte (oben) und für im sofortigen oder nicht im Verbund liegende Spannglieder (unten). Diese berücksichtigen mögliche Streuungen in der Vorspannkraft und sind damit als Sicherheitselement zu verstehen. Stufe 1 der Handlungsanweisung wird in der Tabelle nicht aufgeführt, da der Nachweis keine Einwirkung des Grundmoments enthält.

Ergänzend bietet Tabelle 4-4 einen Vergleich der anzusetzenden Temperaturgradienten je Nachweiskonzept. Die Handlungsanweisung und DIN 4227 unterscheiden nicht zwischen den verschiedenen Überbauquerschnitten wie Hohlkasten oder Plattenbalken. In den zur DIN 4227 zugehörigen Lastannahmen in DIN 1072 wird zwischen Beton-, Stahl- und Verbundbrücken unterschieden. Der DIN-Fachbericht 101/DIN EN 1991-2 gibt Werte für den linearen Temperaturgradienten in Abhängigkeit des Materials und Überbausystems vor. In der Ta-

	DIN 4227 <sup>1)</sup>	Handlungsanweisung <sup>1)</sup>				NaRil	
		Stufe 2		Stufe 3		DIN-FB 102	Eurocode
		$\Delta T_{M,freq}$	$\Delta T_{M,rare}$	$\Delta T_{M,freq}$	$\Delta T_{M,rare}$	Stufe 1 <sup>2)</sup>	
G	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$\Delta S$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
$P_{dir,t=\infty}$	1,00	0,70/1,00	0,70/1,00	0,70/1,00	0,70/1,00	0,75 <sup>3)</sup>	
$P_{ind,t=\infty}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$r_{inf}=0,90/r_{sup}=1,10$ $r_{inf}=0,95/r_{sup}=1,05$	
$\Delta T_M$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$\Psi_1 = 0,6$	
$M_D$	-	1,00	1,00	-	-	-	
$\Delta M$	1,00	-	-	-	-	-	
$Q_{fat}$	0,50 <sup>1)</sup>	0,50 <sup>1)</sup>	0,50 <sup>1)</sup>	0,50 <sup>1)</sup>	0,50 <sup>1)</sup>	1,40/1,75 <sup>2)</sup>	

1) Brückenklasse (z. B. BK60, BK60/30, BK30/30) | Beiwert Dauerschwingbeanspruchung z. B.  $\alpha = 0,5$  | Schwingbeiwert  $\phi$   
2) Ermüdungslastmodell 3 | Korrekturbeiwert  $\lambda_S$  mit  $\phi_{fat} = 1,2$  | Faktor Nachweisschnitt 1,40/1,75  
3) Für vereinfachten Nachweis ohne Korrekturfaktor f

Legende:

G	Ständige Einwirkungen	$M_D$	Dekompressionsmoment
$\Delta S$	wahrscheinliche Setzungen	$\Delta M$	Zusatzmoment gemäß DIN 4227
$P_{dir,t=\infty}$	statisch bestimmte Vorspannung Zeitpunkt $t = \infty$	$Q_{fat}$	Ermüdungswirksame Einwirkung (Brückenklasse bzw. Ermüdungslastmodell)
$P_{ind,t=\infty}$	statisch unbestimmte Vorspannung Zeitpunkt $t = \infty$	$\Psi_1 \cdot \Delta T_M$	Bemessungswert linearer Temperaturgradient (häufige Einwirkung)
$\Delta T_M$	Linearer Temperaturgradient		

Tab. 4-3: Vergleich der Faktoren im Nachweis Ermüdung in Koppelfugen zur Bestimmung des Grundmoments sowie des ermüdungswirksamen Lastanteils

belle 4-4 sind die Temperaturgradienten für die Betonüberbauten Hohlkasten und Plattenbalken (mit je 80 mm Oberbelagsdicke  $k_{sur} = 0,82$  für „oben wärmer“ und  $k_{sur} = 1,00$  für „unten wärmer“) für Straßenbrücken nach ARS Rundschreiben 22/2012 dargestellt.

Die folgenden Unterschiede lassen sich aus den Tabellen ablesen:

- Im Gegensatz zur DIN 4227 ist gemäß Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie bzw. DIN-Fachbericht 102/DIN EN 1992-2 in Regelbereichen der 0,9-fache Mittelwert der statisch bestimmten Vorspannung anzusetzen, in Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen jedoch nur der 0,75-fache Wert. Gemäß Handlungsanweisung sind die Nachweise bei 70 und 100 % der Vorspannkraft zu führen. Die Querschnitte mit 70 und 75%iger Vorspannkraft gehen bei kleinerem Moment in Zustand II über.
- Der Anteil der statisch unbestimmten Vorspannung wird im Konzept des Fachberichts mit den Beiwerten  $r_{inf}$  oder  $r_{sup}$  multipliziert. Diese berücksichtigen die Streuung der Vorspannkraft in Abhängigkeit der Vorspannart (hier beispielsweise nachträglicher Verbund und externe Vorspannung). Da der Betrag der Schnittgröße in der Koppelfuge positiv ist, muss auf der ungünstigen Seite  $r_{sup}$  angesetzt werden. Das Grundmoment der Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie steigt.
- DIN 4227 und DIN-Fachbericht 102/DIN EN 1992-1 unterscheiden sich in der Ermittlung der Spannkraftverluste.
- In der Handlungsanweisung werden andere lineare Temperaturgradienten als nach DIN 4227 und DIN-Fachbericht 101/DIN EN 1991-1-5 angesetzt. Diese im Vergleich zu den anderen Nachweiskonzepten betragsmäßig größeren negativen linearen Temperaturgradienten ergeben eine höhere positive Schnittgröße und Grundmoment. Da gemäß Fachbericht die Schnittgröße aus Temperatur mit  $\psi_1$  abzumindern ist, fällt der Ergebnisunterschied größer aus. Ein aussagekräftiger allgemeingültiger Vergleich ist aufgrund der nach DIN-Fachbericht 102/DIN EN 1991-1-5 deutlich differenzierteren Herangehensweise nicht möglich. Tendenziell wird der Temperaturgradient im Hohlkasten und damit die Schnittgröße und Grundmoment gemäß Fachbericht kleiner als nach den anderen beiden Nachweiskonzepten sein.
- Die neueren Nachweiskonzepte bewerten den Temperaturgradienten in Abhängigkeit von der Belagsdicke mit dem Faktor  $k_{sur}$ . Für Betonbrücken und Dicken zwischen 0 und 150 mm variiert der Faktor von 1,5 bis 0,5. Dabei wird ausschließlich der Temperaturlastfall „oben wärmer als unten“ mit einem Faktor ungleich Eins bewertet. Sie liegen damit in der Größenordnung oder übertreffen die Werte der Handlungsanwei-

	DIN 4227 <sup>2)</sup>	Handlungsanweisung				NaRil <sup>1)</sup>	
		Stufe 2		Stufe 3		DIN-FB 102 <sup>3)</sup>	Eurocode <sup>4)</sup>
		$\Delta T_{M,freq}$	$\Delta T_{M,rare}$	$\Delta T_{M,freq}$	$\Delta T_{M,rare}$	Stufe 1	
		$\Delta T_{M,freq}$	$\Delta T_{M,rare}$	$\Delta T_{M,freq}$	$\Delta T_{M,rare}$	Hohlkasten	Plattenbalken
$\Delta T_M$ [K]	7,0/-3,5	±7	±12	±7	±12	8,2/-5,0	12,3/-8,0
$\Psi_1 \cdot \Delta T_M$ [K]	-	-	-	-	-	5,0/-3,0	7,4/-4,8

1) In den Temperaturgradienten ist  $k_{sur} = 1,00/0,82$  für 80 mm Belagsdicke berücksichtigt  
2) Temperaturgradienten gemäß DIN 1072 Tabelle 3  
3) Temperaturgradienten gemäß DIN-Fachbericht 101 Tabelle 12  
4) Temperaturgradienten gemäß DIN EN 1991-1-5 + NA Tabelle 6.1

Legende:

G	Ständige Einwirkungen	$M_D$	Dekompressionsmoment
$\Delta S$	wahrscheinliche Setzungen	$\Delta M$	Zusatzmoment gemäß DIN 4227
$P_{dir,t=\infty}$	statisch bestimmte Vorspannung Zeitpunkt $t = \infty$	$Q_{fat}$	Ermüdungswirksame Einwirkung (Brückenklasse bzw. Ermüdungslastmodell)
$P_{ind,t=\infty}$	statisch unbestimmte Vorspannung Zeitpunkt $t = \infty$	$\Psi_1 \cdot \Delta T_M$	Bemessungswert linearer Temperaturgradient (häufige Einwirkung)
$\Delta T_M$	Linearer Temperaturgradient		

Tab. 4-4: Vergleich anzusetzende Temperaturgradienten im Grundmoment je Nachrechnungskonzept

sung und DIN 4227. Ist der Belag 80 mm oder dicker, wird der Temperaturgradient durch  $k_{\text{sur}}$  verkleinert und entfernt sich von den anderen Konzepten.

- Die neuen Nachweiskonzepte geben den Temperaturgradienten im Gegensatz zur Handlungsanweisung und DIN 4227 in Abhängigkeit von dem Überbauquerschnitt an. Für Plattenbalken liegt der anzusetzende Gradient bei den Nachweiskonzepten mit Teilsicherheitsprinzip mit 7,4 K in einer ähnlichen Größenordnung wie in der DIN 4227 (7,0 K) bzw. in der Handlungsanweisung als häufigen Wert (7,0 K) angegeben. Für den Hohlkasten jedoch ist ein Unterschied von zwei Kelvin und mehr vorhanden. Die Grundmomente eines Plattenbalkens sind daher besser vergleichbar als die eines Hohlkastens.
- Die DIN 4227 enthält im Gegensatz zur Handlungsanweisung und Nachrechnungsrichtlinie das Zusatzmoment  $\Delta M$ . Dieses sorgt für eine Vergrößerung des Grundmoments.
- Die Lastmodelle des ermüdungswirksamen Verkehrs lassen sich nicht direkt vergleichen, da von unterschiedlichen Ansätzen ausgegangen wird. Im Konzept der Handlungsanweisung bzw. der DIN 4227 werden die halben statischen Lasten der Brückenklasse gemäß DIN 1072 als ermüdungswirksam angesetzt. Der DIN-Fachbericht 101/DIN EN 1991-2/NA gibt für die Nachweise der Nachrechnungsrichtlinie die Ermüdungslastmodelle vor.

Die Tabellen bzw. Auflistung zeigt, dass für die Momente  $M_0$ ,  $M_{\text{fat}}^+$  und  $M_{\text{fat}}^-$  aufgrund der abweichenden Faktorierung bzw. der unterschiedlichen Ansätze bei vergleichender Berechnung nicht übereinstimmende Werte berechnet werden. Generell lässt sich prognostizieren, dass das Grundmoment gemäß Nachrechnungsrichtlinie wegen des kleineren Faktors der Temperatur geringer ausfallen wird als nach Berechnung mit Handlungsanweisung Stufe 3 und DIN 4227. Gemäß Handlungsanweisung Stufe 2 und DIN 4227 werden aufgrund des Dekompressionsmoments bzw. Zusatzmoments höhere Grundmomente als nach HA Stufe 3 und Nachrechnungsrichtlinie erwartet. Für den Nachweis ist allein die Differenz zwischen Grund- und Dekompressionsmoment entscheidend. Diese beeinflusst die Größe der Spannungsschwingbreite. Die verschiedenen Ansätze auf Einwirkungs- sowie Beanspruchungsseite ermöglichen allerdings keine Aussagen allein anhand der Faktoren.

## 4.4 Rechnungen zur Parameteridentifikation

### 4.4.1 Vorbemerkung

Im Folgenden werden zwei für Ihre Bauzeit und Querschnittsform typische Brückenbauwerke mit den vorhandenen Regeln der Nachrechnungsrichtlinie sowie der Handlungsanweisung und DIN 4227 nachgerechnet. Die aktuelle Nachrechnungsrichtlinie beruht auf den DIN-Fachberichten. Obwohl mit dem Eurocode eine aktuellere Norm vorliegt, wird die Berechnung anhand des Fachberichts durchgeführt. DIN-Fachbericht und Eurocode sind hier als gleichwertig anzusehen, da nur wenige Unterschiede zwischen den Dokumenten vorliegen (vgl. Kapitel 4.3.7).

### 4.4.2 Beispiel 1 – Hohlkastenbrücke

#### Allgemeines

In diesem Abschnitt werden rechnerische Untersuchungen zum Verhalten einer langen Talbrücke, die mit Vorschubrüstung hergestellt wurde, und die typischen Merkmale der Bauwerke des Zeitraums vor 1975 beinhaltet. An diesem Bauwerk werden mit dem Schwerpunkt der Festlegung des Grundmoments verschiedene Regeln berücksichtigt und hieraus für die Überarbeitung des Ermüdungsnachweises der Spannbewehrung in den Koppelfugen Grundlagen herausgearbeitet.

#### Beschreibung des Bauwerks

Die Talbrücke Unterrieden wurde 1967-1969 errichtet und überführt die Bundesautobahn BAB A6 zwischen Nürnberg und Amberg. Das 16-feldrige Bauwerk mit einer Gesamtlänge von 627,0 m besteht aus 2 getrennten Überbauten mit jeweils einem zweizelligen Hohlkastenquerschnitts mit einer Breite von 14,7 m. Die Stützweiten betragen: 33,5 m – 14 x 40,0 m – 33,5 m. Die Konstruktionshöhe des Querschnitts ist 2,39 m, die Breite 13,69 m. Im Grundriss liegt ein Krümmungsradius von 1.000 m vor. Das Bauwerk ist original bemessen für die Brückenklasse 60 nach DIN 1072:1967. Zusätzlich liegt eine Bemessung für militärische Lastenklassen nach STANAG 2021 vor: Einbahnverkehr MLC 100, Zweibahnverkehr MLC 50/50.

Der Überbauquerschnitt ist beschränkt vorgepannt. In den 3 Stegen sind je 6 Spannglieder à 13,20 cm<sup>2</sup> Querschnittsfläche mit Festigkeitsklasse

St 145/160 oval gerippt verbaut. Es wurde das Spannverfahren Polensky & Zöllner angewandt. Die Kopplungen der internen Spannglieder sind als 100%-Stöße ausgeführt. In den Jahren 1991/92,

1998 und 2005 wurden an dem Bauwerk Instandsetzungsarbeiten durchgeführt. Bei der Maßnahme im Jahr 1998 wurden in den Überbau externe Spannglieder (St 1.570/1.700 | Dyckerhoff & Wid-

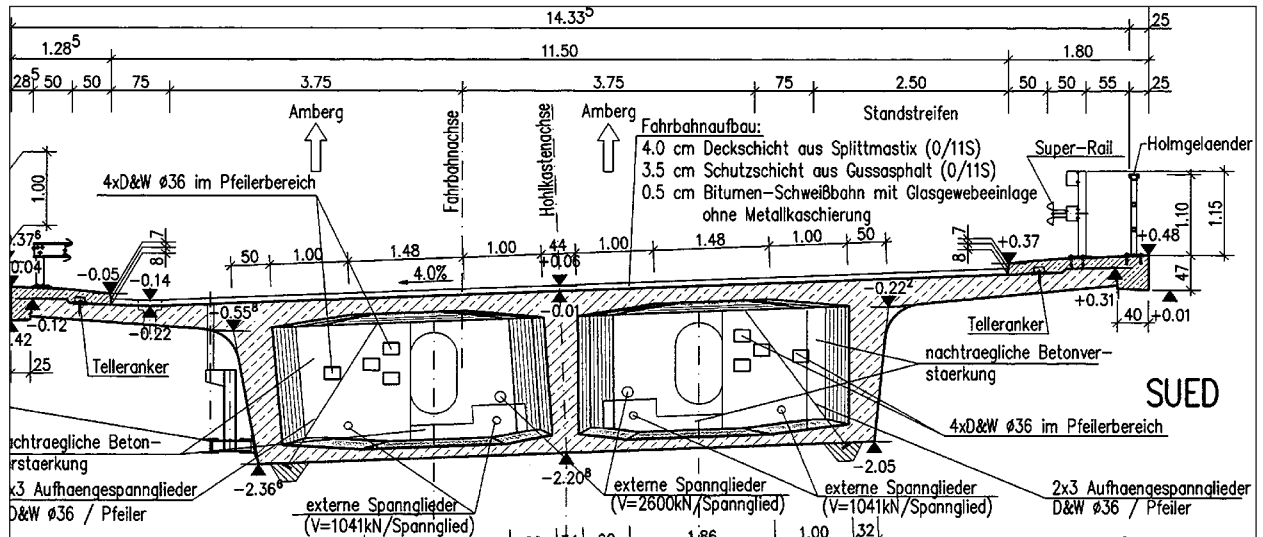


Bild 4-3: Querschnitt des Überbaus der Talbrücke Unterrieden (mit zusätzlichen Verstärkungsmaßnahme)

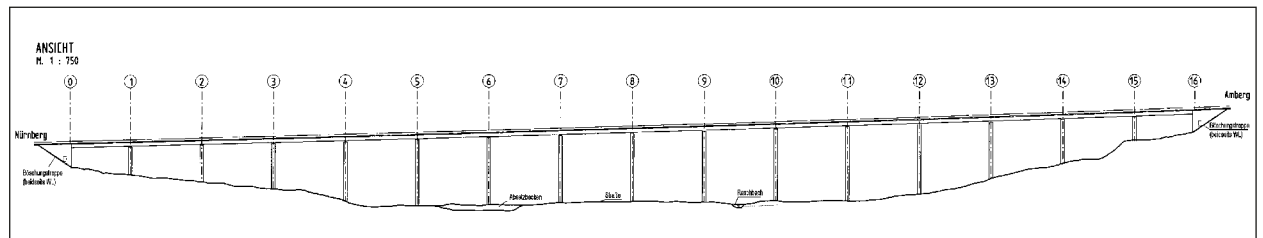


Bild 4-4: Planansicht der Talbrücke Unterrieden



Bild 4-5: Talbrücke Unterrieden (Foto: ZM-I)

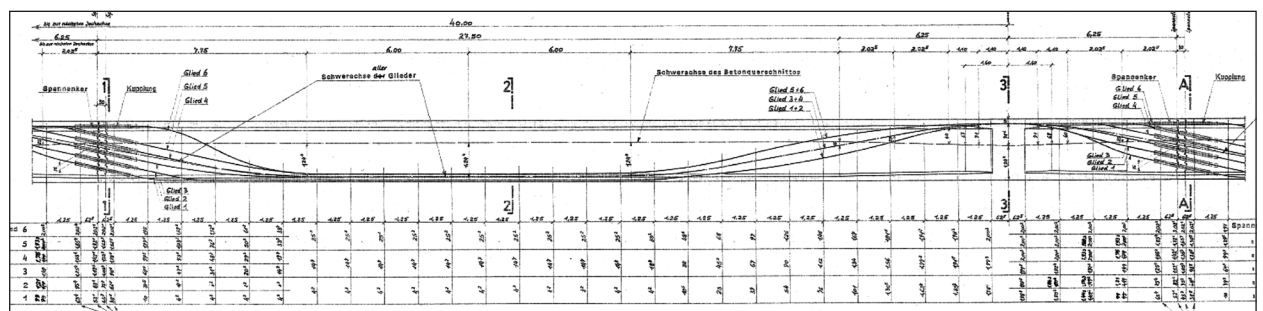


Bild 4-6: Spanngliederführung Innenfeld, unverstärkt

mann) in Längsrichtung eingezogen. Die nachträglich eingebauten, nicht verpressten externen Spannglieder verlaufen in den Hohlkästen. Sie wurden konstant auf einer Höhe von 50 cm und 80 cm der Unterkante des Bauwerks entfernt gespannt.

### Baustoffe

Der Überbau wurde mit B 450 (nach DIN 1045:1959) betoniert. Gemäß Tabelle 11.1 der Nachrechnungsrichtlinie bzw. Heft 616 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (SCHNELL 2016) kann die Druckfestigkeit einem C30/37 nach DIN EN 206-1 zugeordnet werden. Es wurde Betonstahl BSt 42/50 RK (III K) eingebaut. Dieser besitzt eine charakteristische Streckgrenze von  $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$  sowie einen E-Modul von  $200.000 \text{ N/mm}^2$ . Die innerhalb der mitwirkenden Breite liegende schlaife Bewehrung ist gemäß DIN-Fachbericht 102 mit 50 % der Querschnittsfläche angesetzt. Der intern verbaute Spannstahl entspricht der Festigkeit St 1.420/1.570. Die nachträglich extern eingezogenen Spannglieder wurden in St 1.570/1.770 ausgeführt. In Tabelle B-1 im Anhang sind diese gesammelt in tabellarischer Form dargestellt.

Als Materialmodell für den Beton wird das Parabel-Rechteck-Diagramm für die Querschnittsbemessung (Bild 4-7) sowie für Betonstahl die vereinfachte Spannungs-Dehnungs-Linie für die Bemessung (Graph 3, Bild 4-8) gemäß DIN-Fachbericht 102 angenommen. Die Druckfestigkeit des Betons wird im Bemessungsniveau  $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$ , die Betonzugfestigkeit zu Null angesetzt.

Für den internen und externen Spannstahl wird ebenfalls die vereinfachte Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Graph 3, Bild 4-9) gemäß DIN-Fachbericht 102 angenommen. Für die Ermittlung der korrekten Spannungen im Querschnitt ist das Materialmodell des externen Spannstahls modifiziert. Dieser soll aufgrund der Annahme der geringen Verformungen keine Spannungssteigerung bei wachsendem Moment aufnehmen. Der DIN-Fachbericht 102 (4.3.1.2 (105) P) gibt dazu vor, dass der Spannungszuwachs von nicht im Verbund liegenden Spanngliedern durch Tragwerksverformungen nicht berücksichtigt werden darf. Dafür wird die Festigkeit auf die durch Vorspannung aufgebrachte Spannung gesetzt. Der Spannstahl kann sich weiter dehnen, aber keine höheren Kräfte aufnehmen.

Um die Trocknungsbedingungen für die Ermittlung der Kriech- und Schwindbeiwerte zu berücksichtigen,

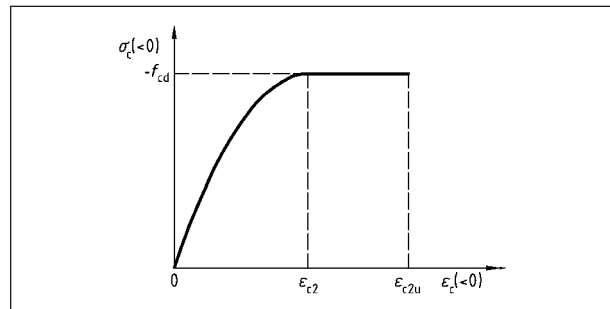


Bild 4-7: Spannungs-Dehnungs-Beziehung Beton gemäß DIN-Fachbericht 102

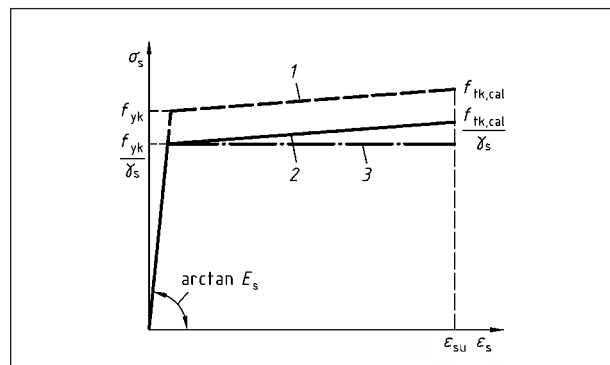


Bild 4-8: Spannungs-Dehnungs-Beziehung Betonstahl gemäß DIN-Fachbericht 102

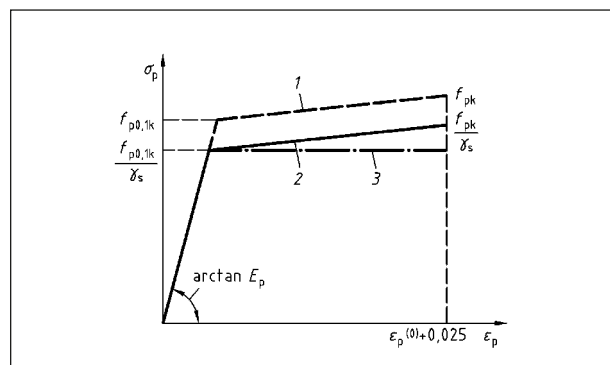


Bild 4-9: Spannungs-Dehnungs-Beziehung Spannstahl gemäß DIN-Fachbericht 102

gen, wird der Innenumfang der Hohlkästen sowie die Brückenoberfläche mit 50 % einberechnet. Die Unterseite geht zu 100 % in die wirksame Querschnittsdicke ein. Die Spannstahlrelaxation ist in den Berechnungen der Spannkraftverluste einbezogen.

### Modellierung für die Brückenlängsrichtung

Der Überbau wurde als Durchlaufträger modelliert. Das Berechnungsmodell ist ohne das Längsgefälle jedoch unter Berücksichtigung der Krümmung im



Grundriss eingegeben. Die Schnittgrößen wurden mit dem Finite Elemente Programmpaket SOFiSTiK der SOFiSTiK AG berechnet.

Der DIN-Fachbericht 102 gibt in 2.5.2.1 vor, dass ein- und mehrzellige Kastenträger nach der Theorie des torsionssteifen Stabes behandelt werden dürfen, solange die Bedingungen  $l_a/h \geq 18$  und  $l_a/b \geq 4$  erfüllt sind. Beide Bedingungen sind eingehalten. Der Querschnitt wird als torsionssteifer Stab betrachtet.

Die Talbrücke Unterrieden ist ursprünglich für die Brückenklasse 60 gemäß DIN 1072:1967 bemessen worden. Diese enthält einen Schwerlastwagen (SLW 60) mit drei Achsen in 1,50 m Abstand. Zusätzlich zum Fahrzeug müssen Verkehrsregellasten in Form einer Flächenlast in der Hauptspur von  $0,50 \text{ Mp/m}^2$  ( $\pm 5 \text{ kN/m}^2$ ) und eine weiteren Flächenlast von  $0,30 \text{ Mp/m}^2$  ( $\pm 3 \text{ kN/m}^2$ ) auf der Restfläche aufgebracht werden. Der für die Umrechnung der Spannstahlkennwerte in der Nachrechnungsrichtlinie angegebene Umrechnungsfaktor von  $9,81 \text{ (kg*m)/s}^2$  von  $k_p$  in N wird für die Belastung nicht gefordert. Auf der sicheren Seite wird die Umrechnung mit dem Faktor  $10 \text{ (kg*m)/s}^2$  durchgeführt.

Die Schnittgrößen der BK 60 werden gemäß DIN 1072 mit dem Schwingbeiwert  $\varphi = 1,09$  beaufschlagt. Dieser erhöht die statischen Lasten, um die dynamischen Beanspruchungen aus dem Verkehr mit einzubeziehen.

In der Modellierung ist die abschnittsweise Herstellung des Bauwerks berücksichtigt. Dabei wurden die Anhängelasten aus Vorschubrüstung mit in die bauabschnittswisen Belastungen einbezogen.

## Ergebnisse

Im Folgenden werden die beiden Bauwerkszustände verstärkt und unverstärkt parallel betrachtet. Für den unverstärkten Zustand wird die externe Vorspannung nicht angesetzt.

Tabelle 4-5 zeigt die berechneten Schnittgrößen an Koppelfuge 7 Süd für das Eingussystem, den Zeitpunkt  $t = 0$  (Summe der Bauzustände) sowie Zeitpunkt  $t = \infty$  im un- und verstärkten Zustand. Die Ermittlung der Schnittgrößen für Zeitpunkt  $t = \infty$  erfolgt für 50 Jahre nach Einbau der externen Spannglieder. Dabei wurde die bauabschnittsweise Erstellung der Brücke mit Kriechstufen in jedem Bauabschnitt mit je 14 Tagen berücksichtigt. Für den Brücken-

querschnitt ist der Kriechbeiwert  $\varphi$  mit 2,401, der Schwindbeiwert  $\varepsilon_{cs}$  mit  $-0,219 \text{ ‰}$  angenommen.

Der große Unterschied in der Höhe der Schnittgrößen zu den verschiedenen Zeitpunkten aus Vorspannung ist mit dem Einziehen der externen Spannglieder zu erklären. Aufgrund dieser steigen die Werte deutlich. Für den Hohlkastenquerschnitt an der Koppelfuge beträgt das Zusatzmoment  $\Delta M$  gemäß DIN 4227  $\pm 3.732 \text{ kNm}$ .

Tabelle 4-6 zeigt den Einfluss der Berücksichtigung der Baufolge. Der Anteil des Grundmomentes aus Eigengewicht und Vorspannung ist deutlich größer als im Eingussystem. Aus Sicherheitsgründen ist daher die Baufolge zu beachten.

Grundsätzlich kann ein maximales und ein minimales Grundmoment ermittelt werden. Für den Nachweis der Ermüdungsfestigkeit ist meist das maximale positive Moment entscheidend. Dieses erzeugt die größeren Spannungen in der untersten Spannstahlage.

Für die Ermittlung des maximalen positiven Grundmomentes werden die ständigen Lasten aus Eigen-

Einwirkung	Biegemoment			
	Einguss-system $t = 0$ [kNm]	Summe Bauzustände		
		$t = 0$ [kNm]	un-verstärkt $t = \infty$ [kNm]	verstärkt $t = \infty$ [kNm]
Eigengewicht	-4.927	-1.439	-4.094	-4.062
Ausbaulast	-1.311	-	-	-
Setzungen +	-4.133	-	-	-
Setzungen -	4.133	-	-	-
Temp -8,2 K	5.819	-	-	-
Temp +5 K	-3.548	-	-	-
stat. best. Vorspannung	-3.796	-3.644	-3.409	-10.405
stat. unbest. Vorspannung	11.088	10.644	9.958	16.577
BK 60 max <sup>1)</sup>	3.160	-	-	-
BK 60 min <sup>1)</sup>	-4.437	-	-	-
ELM 3 max <sup>2)</sup>	910	-	-	-
ELM 3 min <sup>2)</sup>	-1.237	-	-	-
LM1 UDL	7.009	-	-	-

<sup>1)</sup> Volle statische Last  
<sup>2)</sup> Schnittgrößen ohne Faktor für Nachweisschnitt

Tab. 4-5: Biegemomente je Einwirkung an Koppelfuge 7 Süd Talbrücke Unterrieden



Einwirkung	Biegemoment			
	Einguss-system		Summe Bauzustände	
	t = 0 [kNm]	t = ∞ [kNm]	t = 0 [kNm]	t = ∞ <sup>1)</sup> [kNm]
Eigengewicht	-4.927	-4.927	-1.439	-4.094 <sup>1)</sup>
statisch bestimmte Vorspannung	-3.796	-3.551	-3.644	-3.409 <sup>1)</sup>
statisch unbestimmte Vorspannung	11.088	10.373	10.644	9.958 <sup>1)</sup>
∑ = EG + unb. Vor	6.161	5.446	9.205	5.864 <sup>1)</sup>
<sup>1)</sup> Unverstärkter Zustand				

Tab. 4-6: Biegemomente Unterrieden an der Koppelfuge 7 Süd, Einfluss Baufolge

gewicht und Ausbaulast mit denen der negativen Setzungen, des negativen Temperaturlastfalls sowie den Momenten aus statisch unbestimmter Vorspannung mit Vorfaktoren multipliziert und anschließend addiert. Für die Nachrechnung werden hier die Schnittgrößen für Eigengewicht und statisch unbestimmte Vorspannung unter Berücksichtigung der Summe der Bauzustände im Zustand  $t = \infty$  angesetzt. Das Moment aus statisch bestimmter Vorspannung ist in dem Widerstand des Querschnitts enthalten und muss nicht in das Grundmoment addiert werden. Die Momente aus positiver Setzung sowie des positiven Temperaturgradienten gehen nicht in die Berechnung mit ein. Der Vollständigkeit halber werden diese hier trotzdem dargestellt. Es zeigt sich, dass die Setzungen ein geringeres Moment als Eigengewicht und Temperatur erzeugen. Die Vorspannung verursacht im Vergleich das betragsmäßig größte Moment.

Alternativ zum vereinfachten Nachweis (Berücksichtigung der erhöhten Spannkraftverluste an der Koppelfuge pauschal) darf der genaue Nachweis in Abhängigkeit der Bauform der Spanngliedkopplung erfolgen. Für die hier betrachtete Kopplung beträgt der Erhöhungsfaktor  $f = 2,50$ . Dieser wird der Tabelle 4-1 für die feste Kopplung (FK) vom Grundtyp Koppelspindel entnommen. Für den genauen Nachweis betragen die zusätzlichen Spannkraftverluste somit

$$\Delta\sigma_p = 7,9 * 2,50 = 19,75 \% \quad (4-22)$$

Der vereinfachte Nachweis sieht eine Abminderung der Vorspannkraft um 25 % vor. Der mit diesem er-

mittelten Widerstand des Querschnitts ist geringer als mit genauem Nachweis und liegt damit auf der sicheren Seite. Deswegen wird hier weiter der vereinfachte Nachweis geführt.

Für den Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite gemäß DIN-Fachbericht 102 muss die Spannungsschwingbreite infolge Ermüdungslastmodell 3 mit dem Korrekturbeiwert  $\lambda_S = 2,22$  beaufschlagt werden. Dieser wird für die Koppelfuge ( $\lambda_{S1}$ ) gemäß Anhang 106 errechnet. Dabei wurde eine große Entfernung ( $\bar{Q} = 1,0$ ) sowie ein jährliches Verkehrsaufkommen ( $\lambda_{S2}$ ) der Kategorie 1 mit  $2,0 \cdot 10^6$  Überfahrten pro Jahr und Lkw-Fahrstreifen angenommen. Die Nutzungsdauer des Bauwerks ( $\lambda_{S3}$ ) legt das ARS Rundschreiben 22/2012 zu 100 Jahren fest. Für vier mögliche Fahrstreifen ( $\lambda_{S4}$ ) auf dem Überbau wird ein  $N_{obs,i}$  von 2,4 Mio. jährlicher Überfahrten berechnet. Diese beinhalten eine Lkw-Fahrspur sowie 2 Überholspuren, die mit je 10 % der Überfahrten der Lkw-Spur berücksichtigt werden. Der Beiwert  $\phi_{fat}$  ist zu 1,20 für eine geringe Oberflächenrauigkeit angenommen. Dieser berücksichtigt den dynamischen Lastanteil durch Fahrzeugüberfahrten.

### Diskussion der Ergebnisse

Tabelle 4-7 und Tabelle 4-8 zeigen die Ergebnisse der Nachrechnung auf Basis der vorgestellten Konzepte für den unverstärkten und verstärkten Zustand. Die Zulassung des internen Spannungsverfahrens lässt eine ertragene Spannungsschwingbreite  $\text{ertr } \Delta\sigma_z = 110 \text{ N/mm}^2$  bzw. zul  $\Delta\sigma_z = 77 \text{ N/mm}^2$  für die Nachweise gemäß Handlungsanweisung und DIN 4227 zu. Für Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie wird  $\Delta\sigma_{Rsk} = 80 \text{ N/mm}^2$  gemäß DIN-Fachbericht 102 angesetzt.

Für den unverstärkten Querschnitt kann keiner der Nachweise erfolgreich geführt werden.

Die Nachweise des verstärkten Querschnitts können gemäß Handlungsanweisung erst in der dritten Nachrechnungsstufe erfolgreich geführt werden. Stufe 1 und 2 erzeugen aufgrund der Belastungen jenseits des Dekompressionsmoments zu große Spannungsschwingbreiten. Nach Fachbericht gelingt der Nachweis bereits in der ersten Stufe. Mit einem deutlich größeren Grundmoment nach DIN 4227 kann der Nachweis ebenfalls geführt werden. Das Grundmoment nach Fachbericht ist in etwa so groß wie das der Handlungsanweisung Stufe 3 mit häufigem Temperaturgradienten. Die Ausnutzung

	DIN 4227 <sup>1)</sup>	Handlungsanweisung <sup>1)</sup>								NaRil	
		Stufe 1	Stufe 2				Stufe 3				DIN-FB 102
			$\Delta T_{M,freq}$		$\Delta T_{M,rare}$		$\Delta T_{M,freq}$		$\Delta T_{M,rare}$		Stufe 1 <sup>2)</sup>
			1,00 V <sub>∞</sub>	0,70 V <sub>∞</sub>	1,00 V <sub>∞</sub>	0,70 V <sub>∞</sub>	1,00 V <sub>∞</sub>	0,70 V <sub>∞</sub>	1,00 V <sub>∞</sub>	0,70 V <sub>∞</sub>	
M <sub>D</sub> [kNm]	-	-	23.979	20.081	23.979	20.081	-	-	-	-	-
M <sub>0</sub> [kNm]	24.036	30.500	28.947	25.049	32.495	28.597	20.304	20.304	23.853	23.853	20.486
max M <sub>Fat</sub> [kNm]	25.616	32.080	30.527	26.629	34.075	30.177	21.884	21.884	25.433	25.433	21.760
min M <sub>Fat</sub> [kNm]	21.818	28.282	26.728	22.831	30.277	26.379	18.086	18.086	21.634	21.634	18.754
$\Delta M_{FAT}$ [kNm]	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.006
$\lambda_s \cdot \Delta \sigma_{s,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	38
$\Delta \sigma_{Rsd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	70
$\Delta \sigma_{s,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	20	115	91	106	136	145	9	20	19	82	-
zul/ertr $\Delta \sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	77	110	77	77	110	110	77	77	110	110	-
Ausnutzung $\eta = \Delta \sigma_{s,i} / (\text{zul/ertr } \Delta \sigma_v)$	<b>0,26</b>	<b>1,05</b>	<b>1,18</b>	<b>1,37</b>	<b>1,23</b>	<b>1,32</b>	<b>0,11</b>	<b>0,26</b>	<b>0,17</b>	<b>0,74</b>	<b>0,55</b>

<sup>1)</sup> Brückenklasse 60 | Beiwert Dauerschwingbeanspruchung  $\alpha = 0,5$  | Schwingbeiwert  $\phi = 1,09$   
<sup>2)</sup> Ermüdungslastmodell 3 | Korrekturbeiwert  $\lambda_S = 2,22$  mit  $\phi_{fat} = 1,2$  | Faktor Nachweisschnitt 1,40

Tab. 4-7: Ergebnisse Nachrechnung Koppelfuge 7 Süd Talbrücke Unterrieden verstärkt

	DIN 4227 <sup>1)</sup>	Handlungsanweisung <sup>1)</sup>								NaRil	
		Stufe 1	Stufe 2				Stufe 3				DIN-FB 102
			$\Delta T_{M,freq}$		$\Delta T_{M,rare}$		$\Delta T_{M,freq}$		$\Delta T_{M,rare}$		Stufe 1 <sup>2)</sup>
			1,00 V <sub>∞</sub>	0,70 V <sub>∞</sub>	1,00 V <sub>∞</sub>	0,70 V <sub>∞</sub>	1,00 V <sub>∞</sub>	0,70 V <sub>∞</sub>	1,00 V <sub>∞</sub>	0,70 V <sub>∞</sub>	
M <sub>D</sub> [kNm]	-	-	12.993	9.095	12.993	9.095	-	-	-	-	-
M <sub>0</sub> [kNm]	17.385	17.500	17.960	14.063	21.509	17.611	13.653	13.653	17.201	17.201	13.173
max M <sub>Fat</sub> [kNm]	18.965	19.080	19.540	15.643	23.089	19.191	15.233	15.233	18.781	18.781	14.447
min M <sub>Fat</sub> [kNm]	15.166	15.282	15.742	11.844	19.290	15.393	11.435	11.435	14.983	14.983	11.441
$\Delta M_{FAT}$ [kNm]	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.799	3.006
$\lambda_s \cdot \Delta \sigma_{s,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	210
$\Delta \sigma_{Rsd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	70
$\Delta \sigma_{s,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	118	120	127	142	160	174	36	138	115	167	-
zul/ertr $\Delta \sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	77	110	77	77	110	110	77	77	110	110	-
Ausnutzung $\eta = \Delta \sigma_{s,i} / (\text{zul/ertr } \Delta \sigma_v)$	1,53	1,09	1,65	1,85	1,46	1,58	0,47	1,79	1,05	1,52	3,01

<sup>1)</sup> Brückenklasse 60 | Beiwert Dauerschwingbeanspruchung  $\alpha = 0,5$  | Schwingbeiwert  $\phi = 1,09$   
<sup>2)</sup> Ermüdungslastmodell 3 | Korrekturbeiwert  $\lambda_S = 2,22$  mit  $\phi_{fat} = 1,2$  | Faktor Nachweisschnitt 1,40

Tab. 4-8: Ergebnisse Nachrechnung Koppelfuge 7 Süd Talbrücke Unterrieden unverstärkt

der Nachweise beträgt bis auf den Ansatz des seltenen Temperaturgradienten bei  $0,7 \cdot V_{\infty}$  weniger als 20 %. Gemäß DIN 4227 beträgt  $M_0$  ca. 3.500 kNm mehr als nach Fachbericht. Dies entspricht in etwa dem in der Spannbetonnorm DIN 4227 anzusetzenden Zusatzmoment  $\Delta M$ . Auffällig ist, dass das

Grundmoment nach Handlungsanweisung Stufe 3 mit seltenem Temperaturgradienten zu einem ähnlich großen Wert wie gemäß DIN 4227 berechnet wird. Das Zusatzmoment der Spannbetonnorm 4227 erzeugt keinen wesentlichen Unterschied in den Grundmomenten, da die Differenz in den Tem-

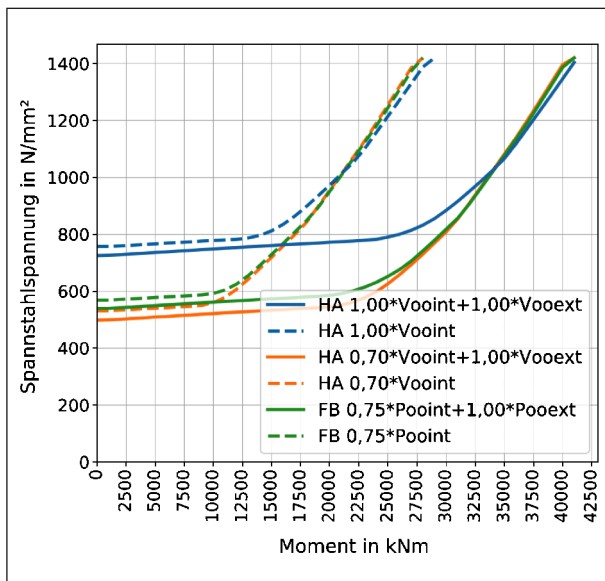


Bild 4-10: Berechnetes Moment-Spannstahlspannung-Diagramm Talbrücke Unterrieden un- und verstärkter Querschnitt

peraturgradienten von 5 K eine ähnliche Größe wie das Zusatzmoment  $\Delta M$  aufweist. Der Nachweis gemäß der 2. Stufe der Nachrechnungsrichtlinie wurde nicht geführt.

Bild 4-10 zeigt das Moment-Spannstahlspannung-Diagramm ( $M-\sigma_p$ ) mit der Veränderung der Spannstahlspannung in der untersten internen Spann­gliedlage in der Koppelfuge bei ansteigendem Moment. Es sind Kurven für 70 %, 75 % und 100 % der Vorspannkraft gemäß den unterschiedlichen Nachweiskonzepten sowie für den unverstärkten (gestrichelt) und verstärkten (durchgezogen) Zustand dargestellt. Diese wurden mit der Software INCA2 von Dr.-Ing Uwe Pfeiffer ermittelt und stellen deren Widerstand dar. Die Kurven zeigen ein deutlich nicht-lineares Verhalten des Spannbetonquerschnitts unter zunehmender Belastung. Nach anfänglichem linearem Verlauf steigen die Graphen deutlich an. Der Beginn des ersten Krümmungswechsels zeigt das Überschreiten des Dekompressionsmomentes. Nach Ende des ersten Krümmungswechsels beginnt der ausgeprägt gerissene Zustand II. Der zweite deutlich schwächere zeigt das beginnende Fließen der untersten Betonstahllage. Der zweite Krümmungswechsel kann ausfallen, wenn der Spannstahl vor dem Betonstahl fließt. Bei 1.420 N/mm<sup>2</sup> ist die Streckgrenze des internen Spannstahls erreicht. Der Querschnitt kann ohne Schädigung keine weiteren Momente aufnehmen. Die Spannstahlspannungen verlaufen horizontal und enden mit einem Biegeversagen des Querschnitts.

Das Diagramm zeigt bei  $M = 0$  kNm die Vordehnung des Spannstahls. Der Querschnitt mit geringster Vorspannung erreicht als erstes das Dekompressionsmoment und geht als erstes in den gerissenen Zustand II über. Die Graphen der 0,70- und 0,75-facher Vorspannung schneiden die Kurve mit 100%iger Vorspannung. Aufgrund der niedrigeren Vorspannung steigt die Spannung im Stahl früher aber weniger steil an. Alle drei Graphen erreichen in etwa gleichzeitig bei ca. 25.000 bzw. 41.000 kNm die Streckgrenze des Spannstahls.

Die Berechnung des Dekompressionsmomentes zu 23.979 kNm (für  $1,0 \cdot V_{\infty}$ ) wird durch das Diagramm bestätigt. Für die reduzierte Spannkraft von  $0,70 \cdot V_{\infty}$  beträgt das Dekompressionsmoment 20.081 kNm.

Der Vergleich der beiden Kurvenscharen zeigt eine deutliche Steigerung des Widerstandes infolge der externen Vorspannung. Durch die zusätzliche Vorspannung geht der Querschnitt erst bei deutlich höheren Momenten in Zustand II über. Der erste Krümmungswechsel verschiebt sich um zirka 10.000 kNm. Das Dekompressionsmoment hat sich durch die Maßnahme in etwa verdoppelt. Im Diagramm ist zu erkennen, dass vor der Instandsetzung die Spannung in den Spanngliedern bei Biegemoment gleich null höher war. Mit dem Anspannen der externen Spannglieder ist der Vorspanngrad in den internen Spanngliedern gesunken.

Die Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramme ( $M_0-\Delta\sigma$ ) in Bild 4-11 und Bild 4-12 verdeutlichen eindrücklich den Einfluss des Grundmoments auf die Spannungsschwingbreite. In Abhängigkeit des Grundmoments und der ermüdungswirksamen Belastung wird die berechnete Spannungsschwingbreite dargestellt. Aufgrund des Verlaufes der Graphen wird unabhängig des Nachrechnungskonzepts die Nichtlinearität bzw. die Mittellastabhängigkeit des Spannbetonquerschnitts deutlich. Die Graphen werden mittels einer inkrementellen Betrachtung des Moment-Spannstahlspannung-Diagramms analog Bild 4-1 ermittelt. Für den Ermüdungsnachweis ist ausschließlich der Bereich bis zum ersten Plateau von Bedeutung. Dieses zeigt das Fließen der Betonstahlbewehrung in der untersten Lage an. Werden Grundmomente im Bereich des ersten Plateaus ermittelt, kann der Nachweis in der Regel nicht erbracht werden.

Der grüne Graph stellt das Konzept der Nachrechnungsrichtlinie Stufe 1, blau die DIN 4227 bzw. Handlungsanweisung (1,00-fach) und orange die

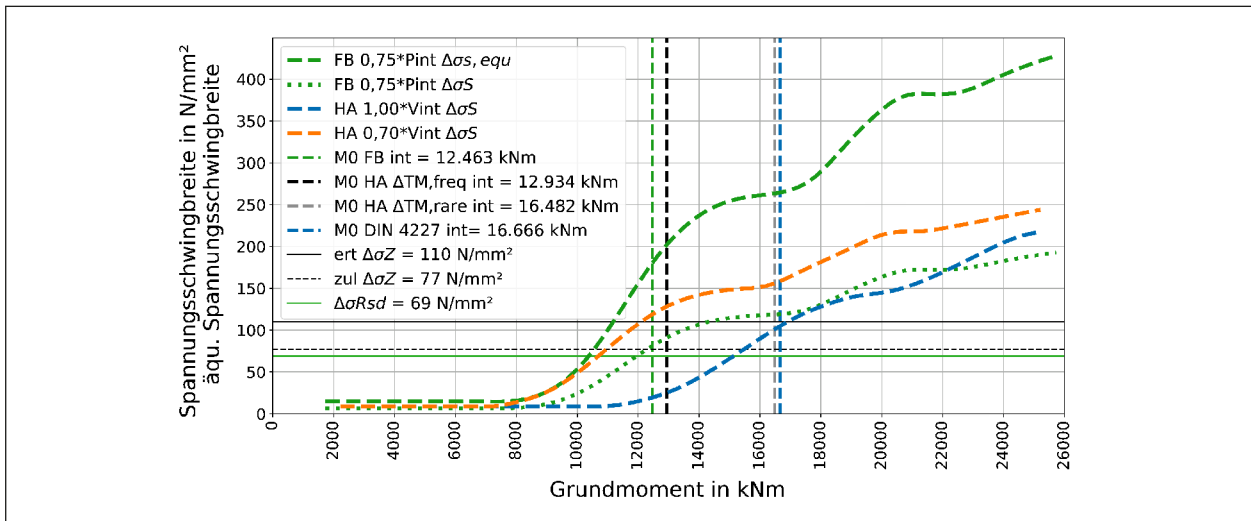


Bild 4-11: Berechnetes Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Talbrücke Unterrieden unverstärkt

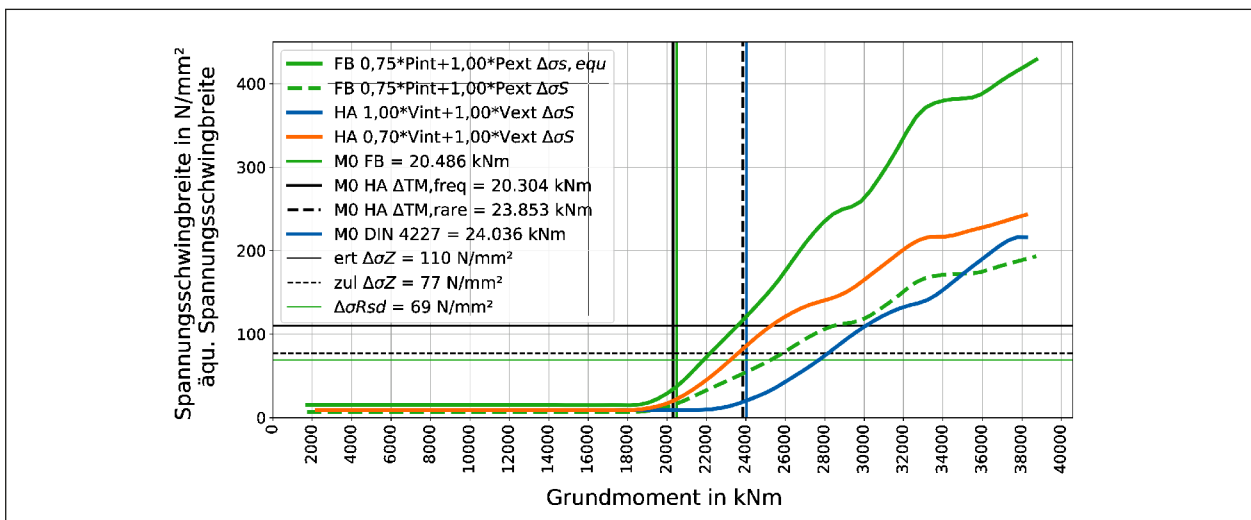


Bild 4-12: Berechnetes Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Talbrücke Unterrieden verstärkt

0,70-fache Vorspannung der Handlungsanweisung dar. Im verstärkten Zustand sind nur die internen Spannglieder mit den Abminderungsfaktoren 0,70 bzw. 0,75 beaufschlagt.

Zusätzlich zu den Graphen je Nachweiskonzept bzw. Vorspannkraft sind mit vertikalen Linien die Grundmomente nach DIN 4227, Nachrechnungsrichtlinie Stufe 1 sowie Handlungsanweisung Stufe 3 mit häufigem und seltenem Temperaturgradienten dargestellt. Die Spannungsschwingbreiten des Graphen gemäß Nachrechnungsrichtlinie (DIN-Fachbericht 102) sind mit dem Faktor  $\lambda_S$  multipliziert. Das Konzept der dritten Stufe der Handlungsanweisung enthält je anzusetzendem Temperaturgradienten den Nachweis mit 0,70- und 1,00-facher Vorspan-

nung. Es müssen jeweils der orangene und der blaue Graph je Grundmoment betrachtet werden. Die horizontalen Linien stellen die zulässige bzw. ertragene Schwingbreite dar. Dies bietet eine hilfreiche optische Verdeutlichung des Ausnutzungsgrades des Nachweises. Die im Diagramm dargestellten Spannungsschwingbreiten und Widerstände sind mit allen Faktoren beaufschlagt und somit im Bemessungsniveau. Damit können die Ergebnisse der unterschiedlichen Konzepte direkt miteinander verglichen werden. Der Nachweis gilt als erfolgreich, wenn der Schnittpunkt von Grundmoment mit dem Graphen des Konzepts bei kleinerem Moment als der Schnittpunkt vom Graphen mit der zulässigen bzw. ertragenen Spannungsschwingbreite erfolgt.

Zu Beginn verlaufen die Graphen horizontal bei konstanter Spannungsschwingbreite. Von einem Grundmoment von zirka 8.000 bzw. 19.000 kNm steigen die Kurven nacheinander an. Der erste Krümmungswechsel zeigt das Überschreiten des Dekompressionsmomentes, das erste Plateau den Beginn des ausgeprägten Zustands II. Das zweite darüber liegende das beginnende Versagen des Querschnitts.

Die grüne Kurve nach Fachbericht ( $0,75 \cdot P_{\infty}$ ) steigt als erstes und steiler als die orange mit 0,70- und blaue mit 1,00-facher Vorspannung an. Die Steigung der Kurve nach Fachbericht ist vom ermüdungswirksamen Moment – hier das Verkehrslastmodell ELM 3 und dem zugehörigen Korrekturfaktor  $\lambda_S$  – abhängig und weist die höchste Steigung auf. Der Querschnitt mit 0,7-facher Vorspannung erzeugt bei kleineren Momenten höhere Spannungsschwingbreiten als mit 100%iger Vorspannkraft. Die größere Steigung der Kurve gemäß Fachbericht als nach Handlungsanweisung bzw. DIN 4227 zeigt, dass das Konzept des Fachberichts bei gleichem Grundmoment größere Spannungsschwingbreiten für den Nachweis in Stufe 1 erzeugt. Der Korrekturfaktor  $\lambda_S$  hat hier entscheidende Auswirkung auf den Verlauf des Graphen.

Mechanisch betrachtet müsste die Kurve mit 0,75-facher Vorspannung bei einem höheren Grundmoment als der Graph mit 0,70-facher Vorspannung ansteigen. Im Graphen gemäß DIN-Fachbericht 102 ist der Faktor  $\lambda_S$  sowie 1,40 für den Nachweisschnitt berücksichtigt. Besonders  $\lambda_S = 2,22$  hat solch großen Einfluss auf die Spannungsschwingbreite, dass die Steigung des Graphen die der Kurve mit 0,70-facher Vorspannung übersteigt. Ohne Berücksichtigung der beiden Faktoren steigt der Graph nach der Kurve mit 70%iger Vorspannkraft an. Das mechanische Verhalten ist also korrekt. Ohne den Korrekturbeiwert ist die Steigung des Graphen mit ELM 3 geringer als 50 % der Brückenklasse 60. In Folge der großen Steigung der Fachberichtskurve sinkt der Spielraum zwischen Dekompressionsmoment und Grundmoment sollte dieses das  $M_{DEKO}$  überschreiten. Der Querschnitt reagiert in diesem Zustand sensibel auf eine steigende Belastung.

Der Ausnutzungsgrad des Nachweises ist im vertikalen Abstand zwischen dem Schnittpunkt von Grundmoment und zugehörigem Graphen sowie Grundmoment und zulässiger bzw. ertragener Spannungsschwingbreite erkennbar. Trotz der unterschiedlich großen Grundmomente ist der Nach-

weis gemäß DIN 4227 und Handlungsanweisung mit Ausnahme von Handlungsanweisung mit seltenem Temperaturgradienten (58 %) ähnlich mit zirka 15 % ausgenutzt. Gemäß Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie wird eine Ausnutzung von 35 % errechnet. Durch das Diagramm wird deutlich, dass sich jedes der Grundmomente knapp im Bereich des horizontalen Astes befindet. Die Grundmomente haben die Dekompressionsmomente knapp nicht überschritten. Davon ausgenommen ist einzig der Nachweis nach Handlungsanweisung mit seltenem Temperaturgradienten und 0,7-facher Vorspannung. Dieser erzeugt eine deutlich größere Spannungsschwingbreite und Ausnutzungsgrad. Der Teilnachweis kann dennoch erfolgreich geführt werden.

Auch im Vergleich der Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramme Bilder 4-11 und 4-12 ist das gesteigerte Tragverhalten durch den externen Spannstahl deutlich ersichtlich. Die Ergebnisse zeigen, dass die Nachweise ohne die externe Vorspannung nicht erfolgreich geführt werden können. Sowohl nach Handlungsanweisung, DIN 4227 als auch nach Nachrechnungsrichtlinie überschreitet das Grundmoment das Dekompressionsmoment deutlich. Der Schnittpunkt des Graphen mit der vertikalen Linie des Grundmoments ist nach dem Schnittpunkt von zulässiger bzw. ertragener Spannungsschwingbreite. Einzig der Teilnachweis gemäß Handlungsanweisung mit seltener Temperatur bei 1,00-facher Vorspannung kann knapp erfolgreich geführt werden. Sonst geht der Querschnitt mit dem berechneten Grundmomenten in den Zustand II über.

## Ergebnis

Grundsätzlich lässt sich anhand der Nachrechnung der Talbrücke Unterrieden festhalten:

Das gemäß Nachrechnungsrichtlinie Stufe 1 berechnete Grundmoment ist nicht das kleinste Grundmoment. Die starke Abminderung des Temperaturgradienten wird durch die Faktorisierung der statisch unbestimmten Schnittgröße aus Vorspannung mit  $r_{sup}$  ausgeglichen. Gemäß Handlungsanweisung mit häufiger Temperatur wird knapp das kleinste Grundmoment errechnet. Dies ist auf den kleineren Temperaturgradienten als nach Nachrechnungsrichtlinie zurückzuführen. Nach DIN 4227 wird knapp das höchste Grundmoment errechnet.

- Die Grundmomente nach DIN 4227 und Handlungsanweisung mit seltenem sowie Nachrech-



nungsrichtlinie und Handlungsanweisung mit häufigem Temperaturgradienten sind vergleichbar groß.

- Der Temperaturgradient hat entscheidende Auswirkung auf die Höhe des Grundmoments.
- Der Querschnitt geht nach Berechnung mit Nachrechnungsrichtlinie Stufe 1 eher als gemäß Handlungsanweisung oder DIN 4227 in den gerissenen Zustand II über. Der Korrekturbeiwert  $\lambda_S$  sowie für der Faktor für den Nachweisschnitt haben maßgebenden Einfluss auf die Spannungsschwingbreite nach Fachbericht.

### 4.4.3 Beispiel 2 – Plattenbalkenbrücke

#### Allgemeines

Analog dem Hohlkastenbauwerk wird im Folgenden ein typisches, dem Bauzeitraum entsprechendes Plattenbalkenbauwerk nachgerechnet. Dieses soll neben der Grundlage für die Überarbeitung der Nachrechnungsregeln auch einen Vergleich der Querschnittstypen liefern.

#### Beschreibung des Bauwerks

Die Brücke B233 über die Seseke und Gemeindestraßen wurde 1977 errichtet. Sie überführt die Bundesstraße über ein Tal mit 3 Straßen mit einer Gesamtlänge von 224 m. Diese ist in 6 Felder aufgeteilt. Die Stützweite der Randfelder beträgt 30 m, die der Mittelfelder 41 m (siehe Bild 4-13). Die Brücke verläuft im Grundriss im Bogen. Das Bauwerk ist als dreistegiger Plattenbalken bzw. Trägerrost ausgeführt. In den Feldern 5 und 6 weitet sich der Querschnitt von 18,70 m bis ca. 23,30 m auf. Das Bauwerk wurde abschnittsweise auf einem bodengestützten Lehrgerüst hergestellt.

Die Brücke wurde für die Brückenklasse 60 nach DIN 1072:1967 errichtet. Zusätzlich ist die Brücke für die Militärlastklasse MLC 60 in einseitigem Verkehr und MLC 30/30 im Gegenverkehr bemessen.

Bild 4-14 zeigt den Querschnitt des Bauwerks. Die Höhe beträgt 1,82 m. Der Überbau ist in Längs- und Querrichtung beschränkt vorgespannt. In den beiden äußeren Stegen verlaufen je 8 bis 11, im Mittelträger 8 bis 12 Spannglieder. In den Koppelfugen der Randträger werden 8 Spannglieder gestoßen, fünf in der Koppelfuge und drei weitere mit einem Abstand von ca. 1,50, 2,00 sowie 2,50 m verankert. Im Mittelträger werden ebenfalls 8 Spannglieder gestoßen, sechs in der Koppelfuge und zwei weitere mit Abstand verankert. Bild 4-15 stellt dies beispielhaft für einen Randträger grafisch dar. In Querrichtung ist die Fahrbahnplatte mit 68 Spanngliedern je Feld mit einem Abstand von je 60 Zentimetern vorgespannt.

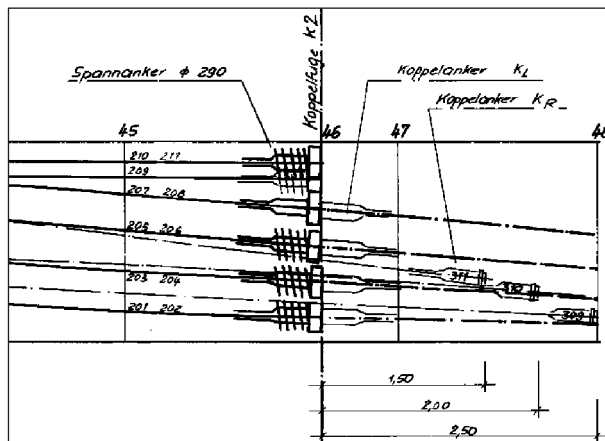


Bild 4-15: Detail Bauwerk B233 Seseke Koppelfuge K2 Randträger

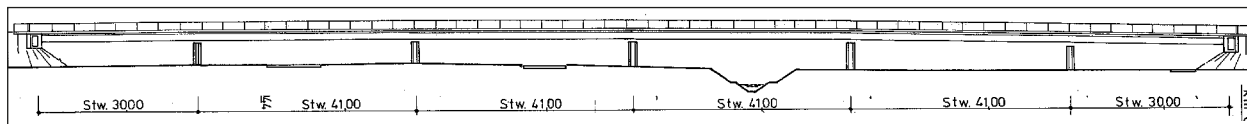


Bild 4-13: Ansicht Bauwerk B233 Seseke

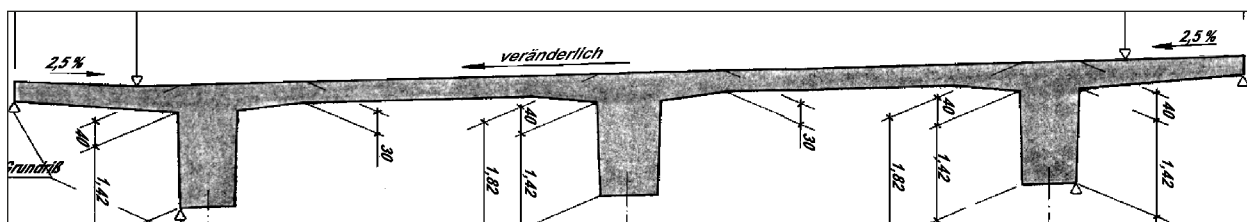


Bild 4-14: Querschnitt Bauwerk B233 Seseke an der Koppelfuge



Die Koppelfugen sind mit einer schlaffen Zusatzbewehrung von 10 Ø 18 je Träger bewehrt. Dies und die Vermeidung eines 100%igen Stoßes aller Spannglieder in der Koppelfuge lässt darauf schließen, dass Erkenntnisse aus dem Schadenfall in Düsseldorf bereits in die Planung des vorliegenden Bauwerks eingegangen sind.

### Baustoffe

Der Überbau wurde in Betonfestigkeitsklasse Bn 450 mit Betonstahl BSt 42/50 RK ausgeführt. Diese werden gemäß der Nachrechnungsrichtlinie in einen Beton der Klasse C35/45 nach DIN EN 206-1 und eine Stahlgüte mit einer charakteristischen Streckgrenze  $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$  eingeordnet. Für die beschränkte Längs- und Quervorspannung des Überbaus wurde das Spannverfahren BBRV-SU-SPA angewandt. Der Spannstahl entspricht der Festigkeit St 150/170. Für diesen Spannstahl darf gemäß der Nachrechnungsrichtlinie eine Streckgrenze von  $1.470 \text{ N/mm}^2$  sowie eine Bruchfestigkeit von  $1.665 \text{ N/mm}^2$  angesetzt werden. Ein Spannglied besteht aus 42 Drähten à 7 mm Durchmesser. Je Spannglied ergibt sich eine Stahlquerschnittsfläche von  $16,16 \text{ cm}^2$ . In Tabelle B-2 im Anhang B sind diese gesammelt in tabellarischer Form dargestellt.

Die im Kapitel der Baustoffe der Talbrücke Unterrieden dargestellten und für die Berechnung angenommenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Baustoffe gelten analog für die des Bauwerks B233 Seseke. Lediglich die Materialfestigkeiten wurden an die Baustoffe des Bauwerks angepasst.

In den Koppelfugen laufen 2 bzw. 3 Spannglieder durch und sind wie dargestellt versetzt verankert. Diese unterliegen nicht den erhöhten Spannkraftverlusten in der Koppelfuge. Es wurden lediglich die Vorspannkraft der verankerten Spannglieder mit den Abminderungsfaktoren der statisch bestimmten Vorspannung multipliziert.

Für die Berechnung der Spannkraftverluste aus Kriechen und Schwinden wird die Brückenoberfläche mit 50 % eingerechnet, die Unterseite und die Stege gehen mit 100 % in den Umfang ein. Die Spannstahlrelaxation ist in den Berechnungen der Spannkraftverluste einbezogen.

### Modellierung in Brückenlängsrichtung

Analog der Talbrücke Unterrieden wird nur eine Koppelfuge betrachtet. Es wurde die Koppelfuge

KF2 gewählt. Diese liegt in Feld 3 9,00 m von der Pfeilerachse 3 entfernt. Sie liegt weit genug von Widerlager und Aufweitung des Querschnitts entfernt, sodass sie als repräsentativ angesehen werden kann.

Das Bauwerk ist als Trägerrost mit lastverteiler Fahrbahnplatte in SOFiSTiK modelliert. Die Plattenbalken sind je einzeln unter Berücksichtigung der mitwirkenden Breite als Stab eingegeben. Eine orthotrop wirkende Platte dient der realitätsnahen Lastverteilung auf die einzelnen Balken. In Querrichtung ist die Plattensteifigkeit analog der Fahrbahnplattenstärke gewählt. In Brückenlängsrichtung wird deren Steifigkeit mit ca. 1 % angenommen. Diese Festlegung dient ausschließlich der Vermeidung numerischer Probleme.

Die Eingabe des Systems als Trägerrost erlaubt die separate Betrachtung der einzelnen Balken des Überbaus. Es werden die Randträger und der Mittelträger getrennt untersucht. Dabei genügt es aufgrund der Brückenquerschnittssymmetrie nur einen Randträger zu betrachten.

Die Ermittlung der zeitabhängigen Schnittgrößen erfolgt für ein Bauwerksalter von 40 Jahren ( $t = \infty$ ) nach Fertigstellung. Zusätzlich wird die bauabschnittsweise Herstellung in der Ermittlung berücksichtigt. Je Bauabschnitt wird eine 35-tägige Kriechstufe in die Berechnung einbezogen. Der Belastungsbeginn nach Betonage wird mit 3 Tagen angesetzt. Die Effekte Kriechen und Schwinden werden durch  $\varphi = 2,101$  und  $\varepsilon_{cs} = -0,211 \text{ ‰}$  berücksichtigt.

Der Schwingbeiwert gemäß DIN 1072 zur Berücksichtigung der dynamischen Beanspruchungen durch Straßenverkehr für das hier betrachtete Bauwerk beträgt  $\varphi = 1,10$ . Dieser wird in den Lasten berücksichtigt und ist somit in den Schnittgrößen der Tabelle 4-9 schon enthalten. Der Beiwert  $\alpha$  beträgt 0,5. Die ermüdungswirksamen Belastungen weisen deutliche Unterschiede in der Größe auf. Jedoch ist ein Vergleich der Schnittgrößen vor Einbeziehung der Faktorisierung auch hier nicht aussagekräftig möglich.

In der Berechnung des Bauablaufs des Bauwerks wurden keine Belastungen (z. B. Anhängelasten) in den Bauzuständen berücksichtigt, da keine entsprechenden Informationen vorliegen. Die vorhandenen Bestandsunterlagen geben keinen Aufschluss darüber, ob und welche Lasten in der Herstellung in das Bauwerk eingetragen worden sind. Aufgrund der Erstellung des Überbaus auf dem bo-

dengebundenen Lehrgerüst sind vermutlich keine oder nur geringe solche Lasten in das Bauwerk eingetragen worden. Bild 4-11 zeigt den Einfluss der Berücksichtigung der Baufolge. Der Anteil des Grundmomentes aus Eigengewicht und Vorspannung ist deutlich größer als im Eingussystem. Aus Sicherheitsgründen ist daher die Baufolge zu beachten.

## Ergebnisse

Tabelle 4-9 stellt die berechneten Schnittgrößen für den Mittelträger im Eingussystem sowie für die Zeitpunkte  $t = 0$  und  $t = \infty$  unter Berücksichtigung der Bauzustände dar. Die Schnittgrößen aus Temperatur sind nach DIN-Fachbericht 101 und ARS Rundschreiben 22/2012 für eine Belagsstärke von 80 mm ermittelt. Für das Bauwerk wurde 1 cm wahrscheinliche Setzung mittels einer wechselweisen Absenkung bzw. Erhöhung der Auflager je Stützenachse angesetzt. Auffällig für beide Träger sind die niedrigen Schnittgrößen aus Eigengewicht und Ausbaulasten. Dies lässt darauf schließen, dass der Momentennullpunkt sehr nahe an der Koppelfuge liegt.

Für das Grundmoment dieses Bauwerks gehen die Schnittgrößen aus Vorspannung als die maßgeblichen Anteile ein. Zwischen den Schnittgrößen des Mittel- und Randträgers des Plattenbalken sind keine wesentlichen Unterschiede zu erkennen. Aufgrund des höheren Vorspanngrads des Randträgers sind in diesem die Momente aus Vorspannung um rund 10 % größer.

Analog dem ersten Beispiel werden in der Kombination der Schnittgrößen die Werte unter Berücksichtigung der Summe der Bauzustände im Zustand  $t = \infty$  angesetzt.

Die Zusatzmomente  $\Delta M$  gemäß DIN 4227 betragen  $\pm 1.711$  kNm und  $\pm 1.381$  kNm für Mittel- bzw. Randträger.

Für die hier betrachtete Kopplung der internen Spannglieder beträgt der Erhöhungsfaktor  $f = 2,50$ . Dieser wird der Tabelle 4.1 für die feste Kopplung (FK) vom Grundtyp Koppelspindel entnommen. Für den genauen Nachweis betragen die Spannkraftverluste damit 18,75 %. Der genaue Nachweis der Nachrechnungsrichtlinie setzt somit einen geringeren Verlust als die pauschalen 25 % des nicht genauen Nachweises an. Dies sorgt für ein größeres Dekompressionsmoment und einen späteren Übergang des Querschnitts in den ausgeprägten Zu-

stand II. Um die Vergleichbarkeit der Bauwerke und Nachweiskonzepte zu gewährleisten, wird mit dem nicht genauen Nachweis fortgefahren.

Der Korrekturfaktor  $\lambda_S$  ergibt sich für das betrachtete Bauwerk an der Koppelfuge zu 1,43. Dabei wird  $\lambda_{S,1} = 1,77$  zur Berücksichtigung der Neigung der Wöhlerlinie an Kurve 1a) mit einer Spannweite von 41 m abgelesen. Das jährliche Verkehrsaufkommen  $N_{\text{obs}}$  wird mit  $0,5 \cdot 10^6$  bei einem mittlerem Lkw-Anteil

Einwirkung	Biegemoment		
	Einguss-system [kNm]	Summe Bauzustände	
		t = 0 [kNm]	t = ∞ [kNm]
Eigengewicht	-189	1.586	1.007
Ausbaulast	-80	-	-
Setzungen +	-658	-	-
Setzungen -	+658	-	-
Temp -8,2 K	-1.354	-	-
Temp +5 K	2.082	-	-
stat. best. Vorspannung	-9.504	-9.152	-8.533
stat. unbest. Vorspannung	7.763	7.476	7.056
BK 60 max <sup>1)</sup>	4.095	-	-
BK 60 min <sup>1)</sup>	-3.600	-	-
ELM 3 max <sup>2)</sup>	871	-	-
ELM 3 min <sup>2)</sup>	-524	-	-
LM1 UDL	2.672	-	-

<sup>1)</sup> Volle statische Last  
<sup>2)</sup> Schnittgrößen ohne Faktor für Nachweisschnitt

Tab. 4-9: Biegemomente B233 Seseke Mittelträger an der Koppelfuge

Einwirkung	Biegemoment			
	Einguss-system		Summe Bauzustände	
	t = 0 [kNm]	t = ∞ [kNm]	t = 0 [kNm]	t = ∞ [kNm]
Eigengewicht	-189	-189	1.586	1.007
statisch bestimmte Vorspannung	-9.504	-8.861	-9.152	-8.533
statisch unbestimmte Vorspannung	7.763	7.238	7.476	7.056
$\Sigma = \text{EG} + \text{unb. Vor}$	7.574	7.049	9.062	8.063

Tab. 4-10: Biegemomente B233 Seseke Mittelträger an der Koppelfuge, Einfluss Baufolge

	DIN 4227 <sup>1)</sup>	Handlungsanweisung <sup>1)</sup>										NaRil
		Stufe 1	Stufe 2				Stufe 3				DIN-FB 102	
			$\Delta T_{M,freq}$		$\Delta T_{M,rare}$		$\Delta T_{M,freq}$		$\Delta T_{M,rare}$			
			1,00 V <sub>00</sub>	0,70 V <sub>00</sub>	1,00 V <sub>00</sub>	0,70 V <sub>00</sub>	1,00 V <sub>00</sub>	0,70 V <sub>00</sub>	1,00 V <sub>00</sub>	0,70 V <sub>00</sub>		
M <sub>D</sub> [kNm]	-	-	12.419	9.639	12.419	9.639	-	-	-	-	-	
M <sub>0</sub> [kNm]	11.532	16.000	13.603	10.822	14.448	11.668	9.821	9.821	10.666	10.666	10.591	
max M <sub>Fat</sub> [kNm]	13.585	18.048	15.656	12.876	16.501	13.721	11.874	11.874	12.720	12.720	11.811	
min M <sub>Fat</sub> [kNm]	9.728	14.200	11.799	9.019	12.644	9.864	8.018	8.018	8.863	8.863	9.858	
$\Delta M_{FAT}$ [kNm]	3.857	3.848	3.857	3.857	3.857	3.857	3.857	3.857	3.857	3.857	1.953	
$\lambda_S \cdot \Delta\sigma_{s,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	62	
$\Delta\sigma_{Rsd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	70	
$\Delta\sigma_{s,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	52	160	99	110	126	136	44	79	45	104	-	
zul/ertr $\Delta\sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	77	110	77	77	110	110	77	77	110	110	-	
Ausnutzung $\eta = \Delta\sigma_{s,i}/(zul/ertr \Delta\sigma_v)$	<b>0,68</b>	<b>1,45</b>	<b>1,28</b>	<b>1,42</b>	<b>1,14</b>	<b>1,24</b>	<b>0,57</b>	<b>1,02</b>	<b>0,41</b>	<b>0,95</b>	<b>0,89</b>	

<sup>1)</sup> Brückenklasse 60 | Beiwert Dauerschwingbeanspruchung  $\alpha = 0,5$  | Schwingbeiwert  $\phi = 1,10$   
<sup>2)</sup> Ermüdungslastmodell 3 | Korrekturbeiwert  $\lambda_S = 1,43$  mit  $\phi_{fat} = 1,2$  | Faktor Nachweisschnitt 1,40

Tab. 4-11: Ergebnisse Nachrechnung Koppelfuge 2 B233 Seseke Mittelträger

und  $\bar{Q} = 1,0$  für die Verkehrsart mittlere Entfernung angesetzt. Die Nutzungsdauer des Bauwerks legt das ARS Rundschreiben 22/2012 zu  $N_{years} = 100$  Jahre fest.  $\lambda_{S,4}$  beträgt unter Berücksichtigung mehrerer Fahrstreifen 1,039. Die Oberflächenrauigkeit wird zu  $\phi_{fat} = 1,2$  angesetzt.

Tabelle 4-11 stellt die Ergebnisse der Nachrechnung für den Mittelträger vor. Die Berechnungsergebnisse des Randträgers werden im Sinne der Übersichtlichkeit und aufgrund der Ähnlichkeit zum Mittelträger im Anhang B dargestellt. Sie sind aber in die nachfolgende Diskussion eingeschlossen.

Die zulässige Schwingbreite für die Nachweise gemäß Handlungsanweisung und DIN 4227 ist der Zulassung des Spanverfahrens mit ertr  $\sigma_z = 110$  N/mm<sup>2</sup> entnommen. Generell werden höhere Spannungsschwingbreiten in den Trägern des Plattenbalkens als im Hohlkasten errechnet. Der Nachweis in Stufe 1 und 2 der Handlungsanweisung kann in Mittel- und Randträger nicht erfolgreich geführt werden. Die Grundmomente überschreiten die Dekompressionsmomente. Handlungsanweisung Stufe 3 sowie der Nachweis mit Grundmoment nach DIN 4227 und Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie sind erfüllt. Im Randträger sind die Grundmomente ca. 600 kNm größer als im Mittelträger. Die ermittelten Spannungsschwingbreiten aus Stufe 3 der Handlungsanweisung, DIN 4227 und Nachrechnungsrichtlinie sind ähnlich groß. Analog der Talbrücke

Unterrieden weist der Teilnachweis gemäß Handlungsanweisung Stufe 3 mit seltener Temperatur eine größere Spannungsschwingbreite als die anderen Teilnachweise auf. In diesem Randträger vereinen sich die große seltene Zwangsschnittgröße aus Temperatur sowie das kleinere Dekompressionsmoment und sorgen gemeinsam für die höhere Ausnutzung des Nachweises. Die Grundmomente der Nachrechnungsrichtlinie und Stufe 3 Handlungsanweisung mit seltenem Temperaturgradienten sind nahezu gleich. Gemäß Handlungsanweisung mit häufigem Temperaturgradienten wird für beide Träger das geringste Grundmoment ermittelt. Der Unterschied zur Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie ist mit der Erhöhung der statisch unbestimmten Schnittgröße bei nahezu gleichem Temperaturgradienten zu erklären.

Das Bild 4-16 zeigt das Moment-Spannstahlspannung-Diagramm für den Mittelträger an der Koppelfuge 2. Analog der Talbrücke Unterrieden ist die Nichtlinearität des Querschnitts klar erkennbar. Trotz der unterschiedlichen Geometrie und größeren Vorspannkraft im Randträger ist ein sehr ähnliches Verhalten beider Querschnitte zu beobachten. Beide überschreiten zwischen 10.000-15.000 kNm das Dekompressionsmoment. Ebenso erreichen beide Querschnitte bei ca. 26.000 kNm die Streckgrenze des Spannstahls. Im Gegensatz zum Hohlkastenquerschnitt schneiden die Kurven mit 70 und 75%iger Vorspannung den Graphen mit 100%iger

Vorspannung ausschließlich im Mittelträger. Dies kann mit der deutlich größeren Querschnittsfläche an Betonstahl und den zwei bzw. drei durchlaufenden Spanngliedern erklärt werden. Die Steigung der Kurve mit 1,00-facher Vorspannkraft ist nur marginal größer als mit 70 und 75%iger Vorspannung. Der zweite Krümmungswechsel ist im Gegensatz zum betrachteten Hohlkastenquerschnitt deutlich später und geringer ausgeprägt. Der Betonstahl fließt erst kurz vor dem Versagen des Spannstahls.

Bild 4-17 zeigt das Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm des Mittelträgers im Bemessungsniveau. Es ist ein teils anderer Kurvenverlauf im Vergleich zum Hohlkastenquerschnitt zu beobachten. Die Abhängigkeit der Spannungs-

schwingbreite von der Mittelast ist weiterhin klar ersichtlich. Die in dem Graphen mit 0,75-facher Vorspannung ausgeprägten Plateaus sind in den Kurven mit 0,70- und 1,00-facher Vorspannung jedoch wesentlich weniger ausgeprägt. In beiden Trägern versagt der Querschnitt bei ähnlich großem Grundmoment und Spannungsschwingbreite von 250-350 N/mm<sup>2</sup>.

In beiden Querschnitten des Plattenbalkens steigt die Kurve mit 70%iger Vorspannung als erstes an. Die Graphen mit 0,75- und 1,00-facher Vorspannkraft gehen nacheinander und verzögert in den gerissenen Zustand über. Die Steigung des Graphen unter Berücksichtigung des Ermüdungslastmodells 3 ist in beiden Trägern minimal größer als die der Handlungsanweisung. Der Unterschied zwischen BK 60 und ELM 3 ist hier jedoch wesentlich kleiner als beim Hohlkastenquerschnitt. Im Mittelträger schneidet die Kurve des Fachberichts die 1,00\*V<sub>∞</sub>-, beim Mittelträger die 0,70\*V<sub>∞</sub>-Kurve. Hier ist ein deutlicher Unterschied zwischen den Querschnitten erkennbar. Im Mittelträger werden gemäß Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie geringere Spannungsschwingbreiten als im Randträger berechnet. Dies ist auf die Quertragfähigkeit der Fahrbahnplatte bei mittiger Laststellung des Lastmodells zurückzuführen. Diese verteilt die Belastung aus ELM 3 gleichmäßiger auf alle drei Träger als bei einseitiger Laststellung.

Im Gegensatz zur Betrachtung der verstärkten Talbrücke Unterrieden sind die Grundmomente teilweise größer als die Dekompressionsmomente. Die Grundmomente gemäß Handlungsanweisung und Nachrechnungsrichtlinie liegen aufgrund dessen

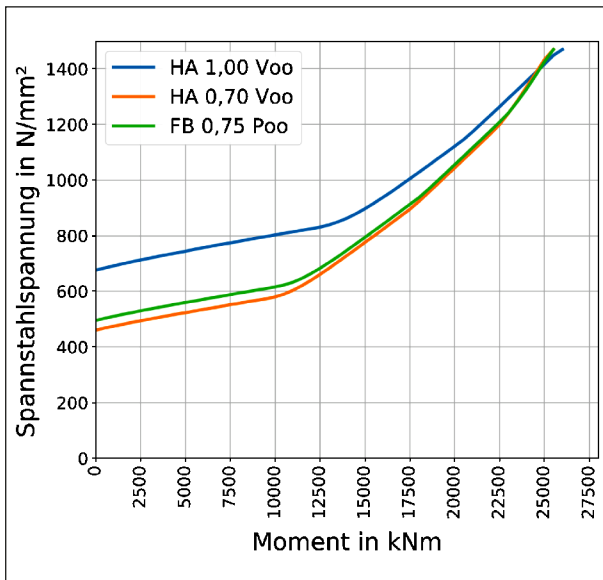


Bild 4-16: Moment-Spannstahlspannung-Diagramm Mittelträger B233 Seseke

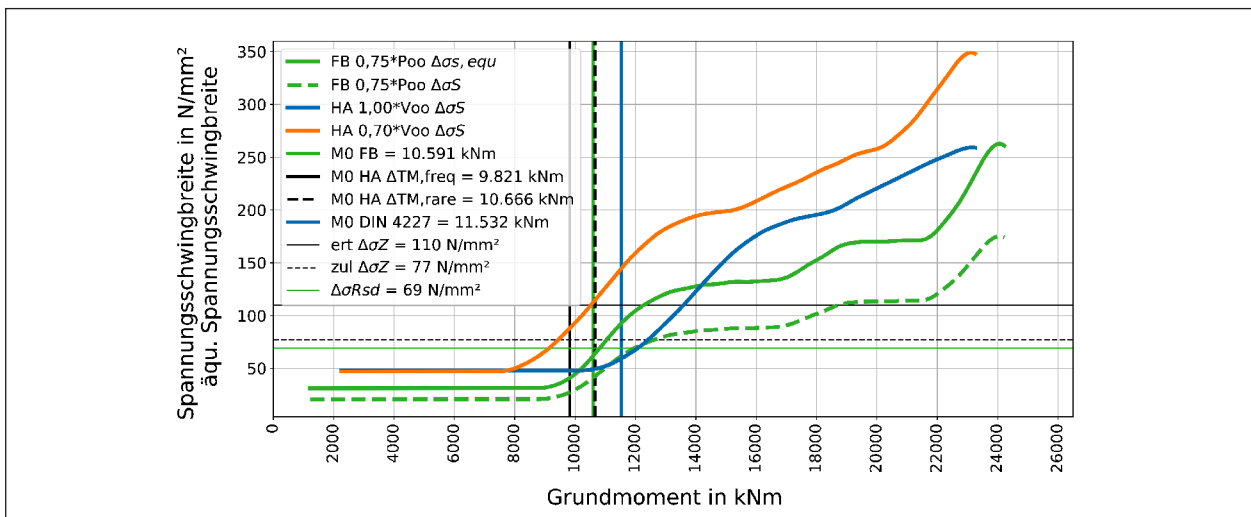


Bild 4-17: Berechnetes Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm B233 Seseke Mittelträger

nicht mehr auf dem horizontalen Ast des Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramms, sondern im Bereich der ersten Krümmung des Graphen mit 0,7-facher Vorspannkraft. Dies erzeugt höhere Spannungsschwingbreiten und damit eine höhere Ausnutzungen der Nachweise. Der vertikale Abstand zwischen dem Schnittpunkt von Graph mit dem zugehörigen Grundmoment und dem Schnittpunkt der zulässigen bzw. ertragenen Schwingbreite mit dem Grundmoment zeigt die Ausnutzung des Nachweises. Je kleiner der Abstand, desto größer der Ausnutzungsgrad des Nachweises.

## Ergebnis

Grundsätzlich lässt sich für die Nachrechnung des Bauwerks B233 Seseke festhalten:

- Die Handlungsanweisung Stufe 3 mit häufigem Temperaturgradienten erzeugt das niedrigste Grundmoment. Mit DIN 4227 wird das höchste Grundmoment berechnet.
- Das Grundmoment nach Fachbericht wird zu der gleichen Größe wie nach Handlungsanweisung mit seltenem Temperaturgradienten berechnet. Der Grund darin liegt in der etwa gleich großen Steigerung der statisch unbestimmten Schnittgröße wie der Wert der Abminderung des Temperaturgradienten.
- Korrekturbeiwert  $\lambda_S$  hat einen großen Einfluss auf die Spannungsschwingbreite im Nachweis gemäß Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie.
- Zwischen Rand- und Mittelträger kann bis auf die rund 10 % höhere Ausnutzung des Nachweises im Randträger gemäß Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie kein Unterschied festgestellt werden. Dies ist auf die grundsätzlich höhere Vorspannung zurückzuführen.

## 4.4.4 Bewertung der Parameter

### 4.4.4.1 Vorbemerkung

Im Folgenden werden Untersuchungen zu in den Nachrechnungen ermittelten maßgeblichen Parameter durchgeführt. Aus diesen werden später Vorschläge zu Änderungen der bestehenden Regeln abgeleitet.

### 4.4.4.2 Temperatur

Der Momentenanteil aus Temperatur spielt im Grundmoment eine wichtige Rolle. Dieser hat einen großen Einfluss auf dessen Höhe. Neben dem Betrag des Temperaturgradienten ist die Zeitdauer der Temperaturbeanspruchung für die Ermüdungsschädigung maßgebend. Die Ermüdungsbeanspruchung von Spannbetontragwerken ist somit von der Tageszeit abhängig, da die Bauwerkstemperatur und Verkehrsbelastung über den Tagesverlauf variiert. BUBA (BUBA 2005) stellt fest, dass diese Tatsache Auswirkungen auf die Lebensdauer eines Bauwerks haben kann.

Für den Ermüdungsnachweis in Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie werden die häufigen Temperaturgradienten gemäß DIN-Fachbericht 101 angesetzt. Diese entsprechen den einmal in zwei Wochen auftretenden Extremwerten. Im Nachweis mit häufigem Gradienten findet die Zeitdauer des Auftretens der ungünstigsten Kombination von Temperatur und die Anzahl der zugehörigen ermüdungswirksamer Verkehrsbelastungen keine Berücksichtigung. Die angesetzten Werte sind auf der sicheren Seite angenommen und verursachen hohe Spannungsschwingbreiten in den Nachweisen. Für die Bemessung eines Neubaus steht der Ausschluss eines Ermüdungsversagens während der gesamten Lebensdauer im Fokus. Dafür werden auf der sicheren Seite liegende Werte angenommen. Für die Nachrechnung von bestehenden Brückenüberbauten sind diese jedoch sehr konservativ (ZILCH 2004).

In Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie wird deswegen im anzusetzenden Temperaturgradienten zwischen der Auftretenswahrscheinlichkeit je Temperaturgradienten und Querschnittsform unterschieden (s. Tabelle 2-14). Damit sollen die Reserven des pauschalen Ansatzes des häufigen Wertes kompensiert werden. Grundsätzlich gilt: Je größer der Temperaturgradient, desto weniger oft und lang tritt er auf. Gleichzeitig wird jedoch auch die Nachweisstrategie verändert und zusammen mit dem Ermüdungslastmodell 4 ein echter Betriebsfestigkeitsnachweis vorgeschlagen. Die Betrachtung von 5 Lkw-Typen geht unter hohem Rechenaufwand mit einem wirklichkeitsnäheren Abbild des Verkehrs einher. Es ist aus der Literatur (z. B. (BUBA 2005)) und Erfahrung bekannt, dass dieses Vorgehen häufig deutlich geringere Beanspruchungen ergibt.



Um die Einflüsse aus der genaueren Temperaturbetrachtung und des verwendeten Lastmodells (ELM 3 oder ELM 4) zu separieren wird die genaue Temperaturbetrachtung für die Nachweisstrategie 3 mit dem Ermüdungslastmodelle 3 und äquivalenter Schwingbreite erweitert. Dazu wird ein neuer Faktor  $\lambda_T$  zur Berücksichtigung der Auftretenswahrscheinlichkeit der Temperatur in Verbindung mit dem Ermüdungslastmodell 3 im Nachweis eingeführt (zur Herleitung vergleiche auch Kapitel 4.2.2):

$$\lambda_T = \sqrt[k_2]{\lambda_T^{k_2}} \tag{4-23}$$

$$\lambda_T^{k_2} = \sum_{\Delta T = \min \Delta T}^{\max \Delta T} \lambda_{T,\Delta T} \cdot \left( \frac{\Delta \sigma_{\Delta T}}{\Delta \sigma_{ref}} \right)^{k_2} \tag{4-24}$$

Dieser Faktor wird in Formel A.106.1 des DIN-Fachberichts 102 bzw. NA.NN.1 des DIN EN 1992-2/NA inkludiert:

$$\Delta \sigma_{s, equ} = \Delta \sigma_s \cdot \lambda_S \cdot \lambda_T \tag{4-25}$$

Dabei entspricht:

$\lambda_T$  Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Temperaturverteilung (multiplikativ in Gleichung (NA.NN.1) der DIN EN 1992-2/NA anzuwenden)

$k_2$  Exponent der Wöhlerlinie des Spannstahls, für Kopplungen  $k_2 = 5$

$\lambda_{T,\Delta T}$  jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit des Temperaturunterschieds  $\Delta T$  nach Tabelle 12.3 der Nachrechnungsrichtlinie als Dezimalzahl.

$\Delta \sigma_{\Delta T}$  Spannungsschwingbreite bei der Überfahrt des Standardfahrzeugs nach Lastmodell 3 bei gleichzeitiger Einwirkung des zugehörigen  $\Delta T_M$ .

$\Delta \sigma_{ref}$  Spannungsschwingbreite bei der Überfahrt des Standardfahrzeugs nach Lastmodell 3 bei gleichzeitiger Einwirkung einer Bezugstemperatur  $\Delta T_{M,ref}$ , diese sollte als häufige Temperatur oder als maximale Temperatur gewählt werden.

Hier soll nun analog der Herangehensweise der Stufe 2 der Richtlinie der Einfluss des gestuften Temperaturgradienten mit dem Ermüdungslastmodell 3 untersucht werden. Für die Untersuchung werden die Grundmomente je Temperaturgradient und Bauwerk bestimmt und in die Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramme (Bild 4-18 bis Bild 4-20) eingetragen. In diesem wird ersichtlich, welchen Einfluss die Temperatur im Grundmoment sowie folgend auf die Spannungsschwingbreite hat. Die positiven Gradienten sind mit dem Faktor  $k_{sur}$  zur Berücksichtigung der 80 mm dicken Belagschicht multipliziert.

In orange sind die häufigen Temperaturgradienten des DIN-Fachberichts 101 gekennzeichnet.

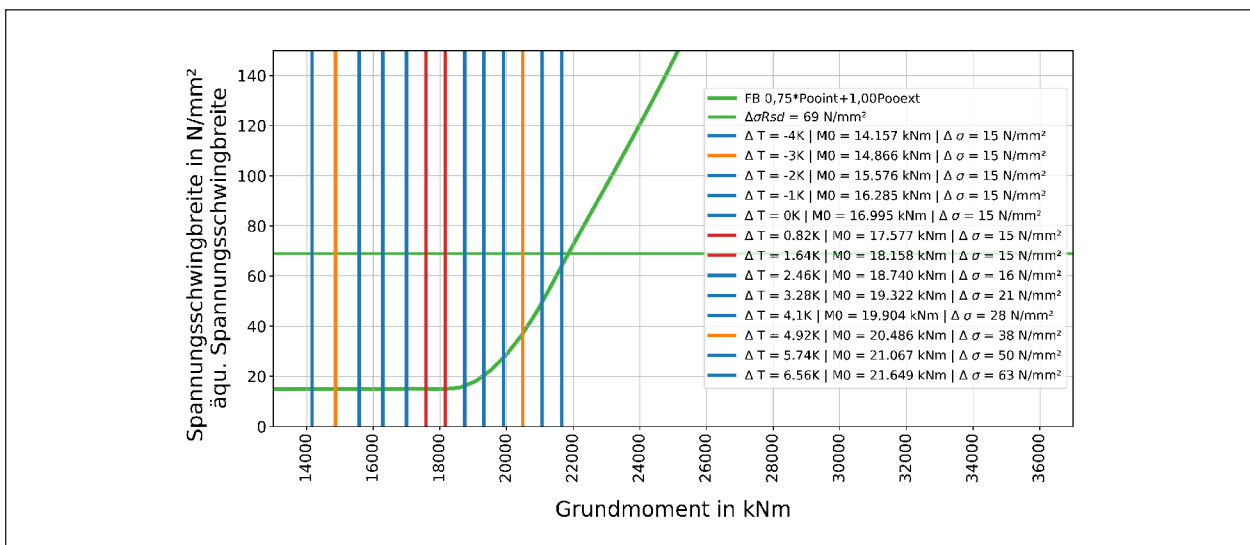


Bild 4-18: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Talbrücke Unterrieden verstärkt mit Grundmomenten je Temperaturgradient



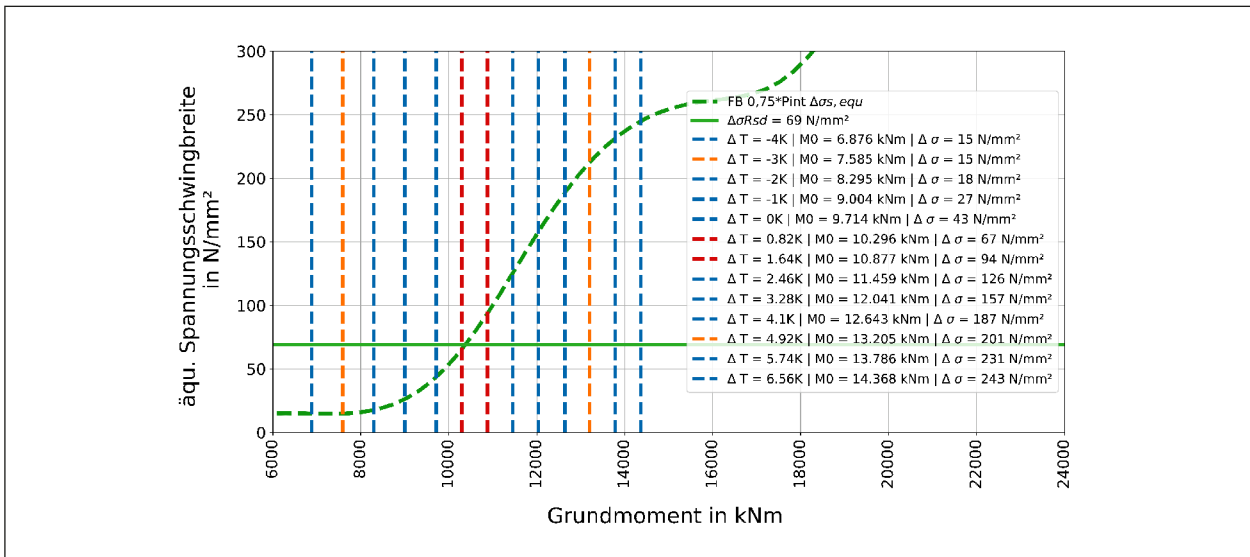


Bild 4-19: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Talbrücke Unterrieden unverstärkt mit Grundmomenten je Temperaturgradient

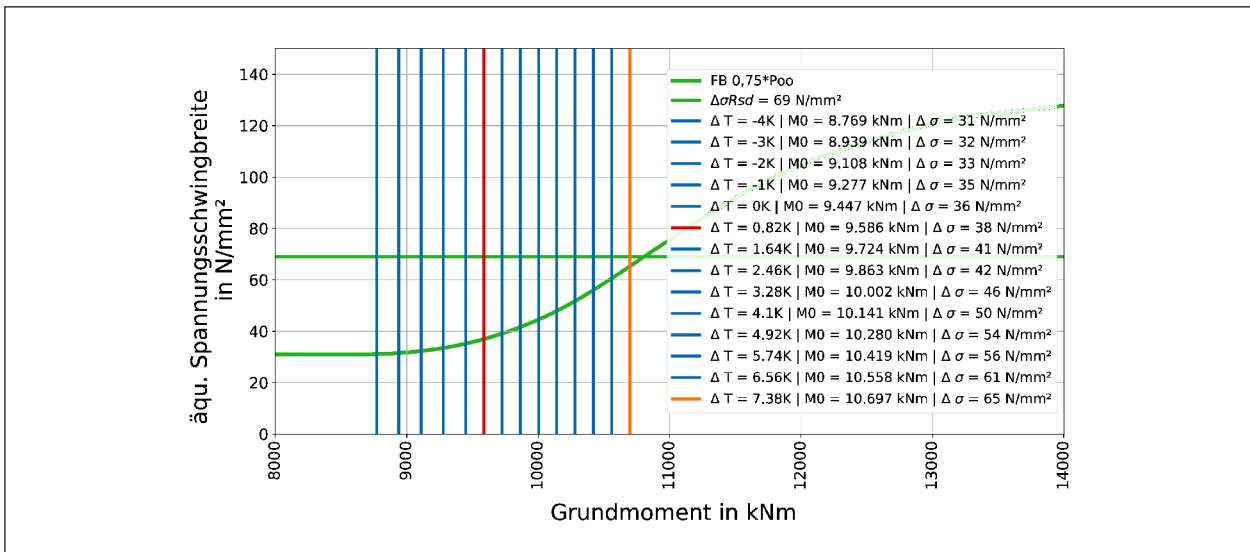


Bild 4-20: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Bauwerk B233 Seseke Mittelträger mit Grundmomenten je Temperaturgradient

	Hohlkasten		Plattenbalken	
	Unverstärkt	Verstärkt	Rand	Mitte
NaRil Tabelle 12.3	0,714	0,796	0,720	0,672

Tab. 4-12: Korrekturfaktor λ<sub>7</sub> für Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitt

Die Auswertungen ergaben für beide Beispiele für die schädigungsäquivalenten Schwingbreiten bzw. ihre Verhältnisse die in der nachfolgenden Tabelle 4-12 dargestellten Werte.

Der genaue Vergleich der Querschnittsformen zeigt, dass beim Hohlkasten nicht der höchste (ungünstigste) Temperaturgradient mit Auftretenswahrscheinlichkeit (6,56 K) dem häufigen Wert (4,92 K) gemäß DIN-Fachbericht entspricht.

Die häufigen Temperaturwerte und die nach der Tabelle 4-13 (Tabelle 12.3 der NaRil) anzusetzenden gestuften Temperaturwerte sind bei den beiden Querschnitten offensichtlich unterschiedlich bewertet. In der Tabelle der Auftretenswahrscheinlichkeiten (Tabelle 4-13) sind mit Schraffur die häufigen Werte des DIN-Fachberichts 101 markiert. Die mar-

1	2	3
$\Delta T$	$\lambda_{T,\Delta T}$	
[K]	[%]	
	Plattenbalken	Hohlkasten
-4	1	1
-3	2	2
-2	5	3
-1	10	8
0	15	13
1	18	17
2	15	17
3	10	14
4	8	10
5	6	7
6	4	4
7	3	3
8	2	1
9	1	-
10	-	-

Tab. 4-13: Ausschnitt Auftretenswahrscheinlichkeit Temperaturgradient gemäß NaRil Tabelle 12.3 mit Markierung des häufigen Gradienten nach DIN-Fachbericht 101

kürten häufigen Werte wurden bereits mit dem Kombinationsbeiwert  $\psi_1 = 0,6$  für den Ermüdungsnachweis gemäß DIN-Fachbericht 102 abgemindert.

Um diese Widersprüche zu beseitigen, ist eine gegenseitige Anpassung der Temperaturangaben empfehlenswert. Es wird im Weiteren davon ausgegangen, dass die grundsätzlichen Festlegungen der Norm (DIN-Fachbericht 101) wohlbasiert sind und daher als Maßstab dienen sollen. Eine Neuauswertung (DUNKELBERG 2020) der den Festlegungen in der Nachrechnungsrichtlinie zugrunde liegenden Literatur (Heft 824 (ZILCH 2001), Heft 715 (FRENZEL 1996)) unter besonderer Berücksichtigung des vorgenannten Aspekts führt auf einen Neuvorschlag für die Tabelle 12.3 der Nachrechnungsrichtlinie (siehe Tabelle 4-25 im Kapitel 4.6.2 dieses Berichts) mit geringfügigen Veränderungen bei der Querschnittsform Hohlkasten. Die Auswertungen sind in Bild 4-21 und Bild 4-22 zusammengefasst. In grün schraffiert sind die neuen Werte markiert. Die neuen Auftretenswahrscheinlichkeiten entsprechen einer Gumbel-Verteilung deutlich besser.

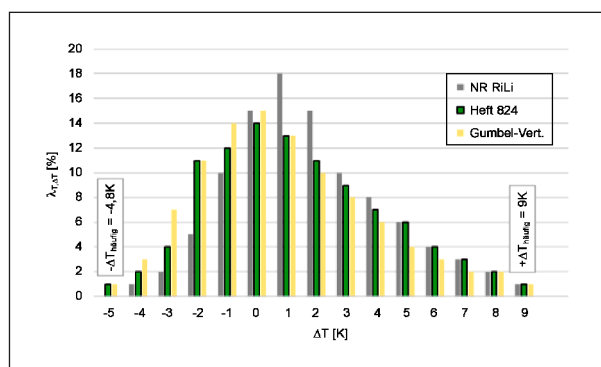


Bild 4-21: Vergleich Auftretenswahrscheinlichkeit Plattenbalken

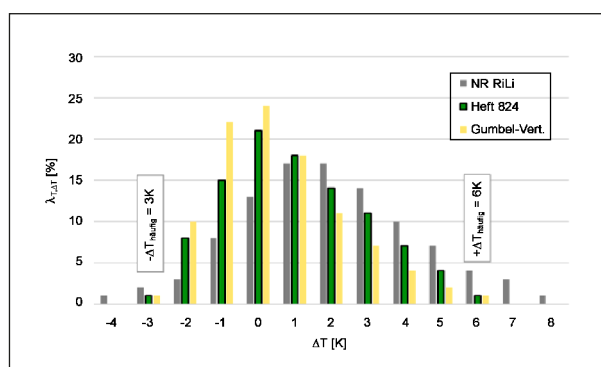


Bild 4-22: Vergleich Auftretenswahrscheinlichkeit Hohlkasten

	Hohlkasten		Plattenbalken	
	Unverstärkt	Verstärkt	Rand	Mitte
NaRil Tabelle 12.3	0,714	0,796	0,720	0,672
Neuvorschlag	0,570	0,503	0,720	0,672

Tab. 4-14: Ergebnis Vergleichsrechnung der Korrekturfaktoren  $\lambda_T$  für Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitt

Eine Vergleichsrechnung der Werte der bisherigen Tabelle 12.3 der Nachrechnungsrichtlinie und dem neuen Vorschlag zeigt den Effekt und Auswirkungen der Überarbeitung (vgl. Tabelle 4-14). Beim Hohlkasten kann der Effekt der genaueren Temperaturbetrachtung nochmal vergrößert werden.

#### 4.4.4.3 Untersuchung zur Abminderung der Vorspannung in der Koppelfuge

Der Ermüdungsnachweis Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie ist gemäß des DIN-Fachberichts 102 zu führen. Dieser gibt eine pauschale Abminderung des statisch bestimmten Anteils der Vorspannung von 25 % vor. Ausgenommen davon wird der genaue Nachweis. Bei diesem werden die Spannkraft-

verluste mit dem von KÖNIG (KÖNIG 1986) ermittelten Erhöhungsfaktor  $f$  multipliziert. Dieser ist abhängig von der Bauform der Spanngliedkopplung und bietet eine realitätsnähere Erfassung der Kriech- und Schwindverluste.

In den beiden hier betrachteten Beispielen wurde der Faktor  $f$  sowie die Spannkraftverluste ermittelt. Diese betragen für die Kopplungen beider Bauwerke 18,75 %. Diese geringere Abminderung der Vorspannkraft hat ein späteres Übergehen des Querschnitts in den Zustand II zur Folge. Wie im Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm ersichtlich, können aufgrund dessen höhere Grundmomente aufgenommen werden.

Der Erhöhungsfaktor  $f$  wurde nach dem Schadenfall in Düsseldorf ausgewiesen in den Zulassungen der Spannverfahren ab 1983 in Verbindung mit einem Nachweis nach DIN 4227-1 (vgl. Kapitel 4.3.2).

In der weiteren Entwicklung und Internationalisierung der Normen ist diese Vorgehensweise jedoch aus Gründen der Vereinfachung wieder entfallen und durch die pauschale Abminderung ersetzt worden. Für den Neubau ist die auf der sicheren Seite liegende Abschätzung sicher brauchbar. Für Nachrechnung im Bestand ist es überlegenswert, die genaueren Angaben zu nutzen.

#### 4.4.4.4 Faktor $\phi_{fat}$ zur Berücksichtigung der Fahrbahnrauigkeit

Der Ansatz des Faktors zur Berücksichtigung der Oberflächenrauigkeit der Fahrbahn  $\phi_{fat}$  wird im Beiwert  $\lambda_S$  im Nachweis der Ermüdung in Kombination mit dem Ermüdungslastmodell 3 im DIN-Fachbericht 102 Anhang 106 geregelt. Das ARS Rundschreiben 11/2003 legt diesen pauschal für deutsche Brücken zu 1,20 (gute Belagsqualität) fest. Jedoch ist der Faktor gemäß DIN-Fachbericht 101 3.2.5 bzw. DIN EN 1991-2 4.6.1(6) schon in den Lasten des Ermüdungslastmodells ELM 3 enthalten. Es ist unklar, inwieweit bei der Festlegung der pauschalen Erhöhungsfaktoren 1,75 bzw. 1,4 nach (DANIELEWICZ 1994), mit dem die mit dem ELM 3 berechneten Schwingbreiten an den realen Verkehr (Auxerre-Verkehr) angepasst wurden, bereits eingeflossen ist. Möglicherweise liegt eine doppelte Berücksichtigung des Beiwertes vor. Die folgenden Diagramme in Bild 4-23 und Bild 4-24 zeigen die Spannungsschwingbreiten des Ermüdungslastmodells 3 mit und ohne Berücksichtigung des Faktors. Der Korrekturfaktor  $\lambda_S$  verändert sich für das Bauwerk Unterrieden von 2,22 auf 1,85, für das Bauwerk B233 Seseke von 1,81 auf 1,51. Die Steigung der Grundmomenten-Spannungsschwingbreitenkurve sinkt und weist nun bei beiden Bauwerken eine vergleichbare Steigung auf. Es zeigt sich, dass diese Erhöhung der ermüdungswirksamen Lasten mehr oder minder linear in die Spannungsschwingbreiten eingeht.

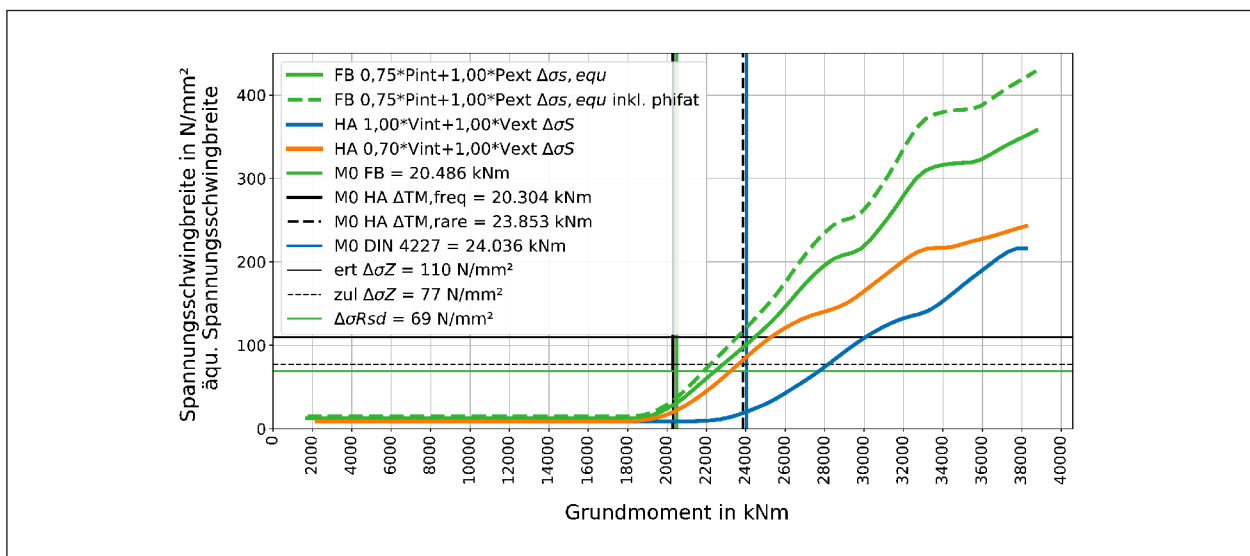


Bild 4-23: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Talbrücke Unterrieden verstärkt Vergleich Faktor Oberflächenrauigkeit

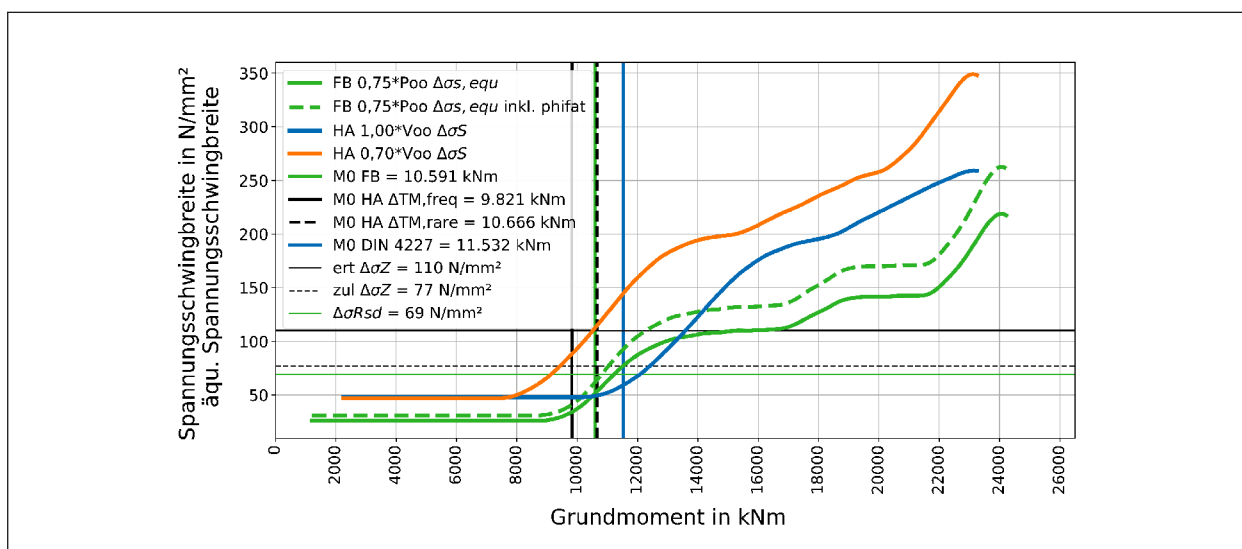


Bild 4-24: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm B233 Seseke Mittelträger Vergleich Faktor Oberflächenrauigkeit

#### 4.4.4.5 Faktorisierung statisch unbestimmter Anteil Vorspannung und Nachweisstrategie ELM 4 Anteil UDL in Stufe 2

In der Nachrechnungsrichtlinie wird für den Ermüdungsnachweis in Stufe 1 auf den Fachbericht 102 verwiesen. Dort wird für die Bestimmung des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung ein multiplikativ Beiwert  $r_{inf}$  bzw.  $r_{sup}$  benutzt. Dieser soll etwaige Streuungen der Vorspannung abdecken. Im Eurocode 2 ist dieser Beiwert direkt im Abschnitt 5.10.9 für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung definiert. Im Fachbericht dagegen nur durch Verweis im Abschnitt Ermüdung auf den Abschnitt Gebrauchstauglichkeit eingeführt.

Im Ermüdungsnachweis infolge Biegung Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie mit der verfeinerten Nachweisstrategie 4 (gestufter Temperaturgradient und Ermüdungslastmodell 4) ist der statisch unbestimmte Anteil der Vorspannung explizit mit dem Mittelwert genannt, zusätzlich ist jedoch der quasi-ständige Anteil des Verkehrslastmodells 1 (UDL-Flächenlast) anzusetzen. Die Flächenlast soll einer zu günstigen Annahme des Ermüdungslastmodells 4 vorbeugen (vgl. Kapitel 2.2.4).

Sowohl der Anteil der Vorspannung als auch die UDL-Last werden für die Talbrücke Unterrieden zu ca. 1.400 kNm berechnet. Diese entsprechen ca. 5 % des Grundmoments und haben deswegen maßgeblichen Einfluss auf dessen Höhe. Der gleiche Effekt ist beim Bauwerk Seseke zu beobachten.

Der UDL-Lastanteil hat etwa 5 % Anteil des Grundmoments und deshalb wesentlichen Einfluss.

#### 4.4.5 Erkenntnisse zur Fortschreibung

Die Ergebnisse der Ermüdungsberechnung im Koppelfugenbereich von Spannbetonbrücken werden durch 4 Einflussbereiche geprägt:

- Die ermüdungswirksamen Verkehrslasten und ihre Häufigkeit.
- Das Grundmoment bestehend aus der Überlagerung des Eigengewichtes, Vorspannung, Setzung und dem Moment aus Temperaturunterschied zwischen Ober- und Unterseite.
- Der im Koppelfugenbereich anzusetzenden Spannkraftverluste aus Kriechen und Schwinden.
- Den Werkstoffparameter für Ermüdung, in den älteren Regeln die im Zulassungsversuch ertragene Spannungsschwingbreite  $ertr \Delta\sigma$ , in den neueren Normen insbesondere der Bemessungswert der Spannungsschwingbreite und die zugehörige Lastwechselzahl sowie die Steigung  $k_2$  der Wöhlerlinie. Die Festlegung der Werkstoffparameter ist nicht Gegenstand dieses Forschungsvorhabens.

Die Zusammenstellung der historischen und aktuellen Regelwerke sowie die Rechnungen zur Para-

meteridentifikation zeigen, dass grundsätzlich deterministische und mechanische Beschreibungen durch entsprechende Sicherheitselemente ergänzt werden müssen. Es lassen sich auf verschiedenen Wegen brauchbare Beurteilungen erreichen. Selbstverständlich können und sollten nicht alle in diesem Bericht genannten Sicherheitselemente gleichzeitig angewendet werden, weil dann eine Überbemessung eintreten könnte. Teilweise beruhen die Sicherheitselemente auf identischen Hintergründen, sind jedoch pragmatisch oder mehr oder minder genau abgeschätzt. Regelfestsetzungen haben immer den Widerspruch, einerseits möglichst einfach handhabbar und andererseits möglichst genau die Wirklichkeit erfassen zu sollen.

Für die Fortschreibung dieses Abschnittes der Nachrechnungsrichtlinie wird als Ziel gesehen, den Grundideen der aktuellen Normung (Eurocodes) zu folgen und dort, wo bei der Nachrechnung genauere Maßstäbe sinnvoll sind, diese zu ergänzen. Naturgemäß sind differenzierte Betrachtungen dann mit höherem Bearbeitungsaufwand verbunden. Daraus folgen die nachgenannten Vorschläge:

- Im Allgemeinen sollte die Nachweisstrategie 3 mit dem Ermüdungslastmodell 3 und schädigungsäquivalenter Schwingbreite sowie den Erhöhungsfaktoren 1,4 bzw. 1,75 genutzt werden.
- Für diesen Weg wird ein zusätzlicher Faktor  $\lambda_T$  vorgeschlagen, der die zeitliche Verteilung der Temperaturunterschiede auch in der Nachweisstrategie 3 berücksichtigt und daher die Beanspruchung abmindert. Durch mit einer Neuauswertung begründete Anpassung dieses Faktors könnte für Kastenquerschnitte dieser Effekt noch etwas verbessert werden.
- Als Sicherheitselement im Grundmoment werden die Beiwerte  $r_{inf}$  und  $r_{sup}$  zur Anwendung auf das statisch unbestimmte Vorspannmoment vorgeschlagen. Ein zusätzliches Moment  $\Delta M$ , wie in der DIN 4227, wird dann nicht für erforderlich gehalten.
- Die Bestimmung der lokalen Verluste der Vorspannung im Koppelfugenquerschnitt darf anstelle der pauschalen Betrachtung auch genauer vorgenommen werden. Eine Tabelle mit entsprechenden Faktoren wird vorgeschlagen.
- Wahlweise darf auch die Berechnung mit Nachweisstrategie 4 und Ermüdungslastmodell 4 verwendet werden. Dabei ist im Grundmoment die statisch unbestimmte Vorspannung mit dem Bei-

wert  $r_{inf}$  und  $r_{sup}$  zu belegen und zusätzlich der quasi-ständige Anteil der Flächenlast (UDL) des LM1 gemäß DIN-Fachbericht 101 als Anpassung des ELM 4 zu berücksichtigen. Grundsätzlich ist an dieser Stelle zu überlegen, ob das für die statische Nachrechnung geschaffene Bezugslastmodell (Kapitel 2.1.3 und Tabellen 2-6 und 2-7) nicht direkt für diesen quasi ständigen Anteil der Flächenlast benutzt werden sollte. Da die Lastmodelle LMM und LM1 sich nur durch die unterschiedlichen Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Qi}$  bzw.  $\alpha_{qi}$  nach DIN-Fachbericht bzw. nach DIN EN 1991-2/NA unterscheiden, wäre es eventuell auch interessant, die Anpassung über einen speziellen Satz Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Qi}$  bzw.  $\alpha_{qi}$  für die Nachrechnung vorzunehmen. Dies hätte den großen Vorteil, dass dann die Fahrzeuge und die Flächenlast unterschiedlich gewichtet werden könnten. Weiterhin würden damit eindeutige Bezüge geschaffen und die Differenzierung im Konzept des Eurocodes ohne zusätzliche Faktoren vorgenommen. Die Angabe eines Satzes Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Qi}$  bzw.  $\alpha_{qi}$  in der Nachrechnungsrichtlinie erscheint ohnehin empfehlenswert, da der Bezug auf eine nicht mehr gültige Norm nicht zweckmäßig erscheint.

## 4.5 Einsatz von Messtechnik

### 4.5.1 Einleitung

In Stufe 3 der Handlungsanweisung Koppelfuge können bauwerksbezogene, durch Messungen ermittelte Annahmen Eingang in den rechnerischen Nachweis der Ermüdungsbruchgefährdung des Spannstahles an Koppelfugen finden.

Ziel dieser Messungen ist es, im theoretischen Nachweiskonzept konservativ anzunehmende Parameter (z. B. örtliche Spannkraftverluste, Temperaturgradient) durch realistische, oftmals günstigere bauwerksbezogene Ansätze zu präzisieren, um somit den Bauwerkszustand besser zu beurteilen und mögliche Optionen zu prüfen.

In den nachfolgenden Kapiteln werden die Entwicklung der Monitoringaufgabe und das abgeleitete Monitoringkonzept, die Anforderungen an die Messtechnik und Datenerfassung (u. a. Sensorik) sowie Messergebnisse und deren Implementierung in den rechnerischen Nachweis erläutert.

Die praktische Umsetzung wird anhand von zwei Fallbeispielen erläutert: Beim ersten Fallbeispiel



wird das Koppelfugenmonitoring an der Innbrücke bei Passau erläutert. Neben der Durchführung der Messaufgabe wird insbesondere auf die statistische Auswertung der Messung und die Implementierung der Messergebnisse in den statischen Nachweis gemäß Stufe 3 der Handlungsanweisung eingegangen (MATRICS 2013).

Im zweiten Fallbeispiel wird das Monitoring an einer Brücke in Hamburg beschrieben. Hierbei wird das Vorgehen zur Ableitung eines bauwerkbezogenen Temperaturlastmodells auf Basis der gewonnenen Messdaten als Eingangsgröße für den statischen Nachweis vorgestellt (WEIHER 2015).

#### 4.5.2 Entwicklung der Monitoringaufgabe

Zu Beginn jeder Monitoringmaßnahme sind theoretische Überlegungen bzw. Simulationen erforderlich. Ziel der Simulation ist es, Vergleichsgrößen zu definieren, mit denen die Funktionsfähigkeit des Bauwerks oder Bauteils beurteilt werden kann.

Darauf aufbauend sind geeignete Messgrößen zu wählen, die mit der aus der Simulation gewonnenen Vergleichsgröße verknüpft werden kann.

Für diese Messgrößen müssen anschließend geeignete Sensoren gefunden werden. Auch die Häufigkeit sowie der Umfang des Monitorings muss bei der Konzeption der Gesamtmaßnahme festgelegt werden

Nachfolgend wird die Entwicklung des Monitoringkonzepts zur messtechnischen Bewertung der Ermüdungsbruchgefahr des Spannstahles im Bereich von Koppelfugen erläutert (siehe auch (ZILCH 2009)).

##### 4.5.2.1 Vergleichsgröße

Für die Beurteilung der Ermüdungsbruchgefährdung des Spannstahls an Koppelstellen ist insbesondere die Kenntnis der Spannungsschwingbreiten im Spannstahl aus Verkehrslast sowie deren Auftretenshäufigkeit wichtig. Die Schwingbreite, die sich z. B. durch die Überfahrt eines schweren Sondertransports ergibt, kann sehr groß sein, was jedoch aufgrund des seltenen Auftretens für die Ermüdung des Spannstahls kaum relevant ist. Als Vergleichsgröße wird daher für das gewählte Anwendungsbeispiel der Ermüdungsuntersuchung des Spannstahles an Kopplungen die Spannungsschwingbreite im Spannstahl  $\Delta\sigma$  verwendet, die

sich infolge häufig auftretender Temperaturbelastung (z. B.  $\Delta T = 5$  K) und häufig auftretender Verkehrsbelastung (z. B. Überfahrt eines 40 t Lastkraftwagens) ergibt.

Durch statische Berechnung unter Ansatz eines geeigneten Ermüdungslastmodells und gewisser Randbedingungen wie Temperaturbelastung, Schnittgrößenumlagerung durch zeitabhängige Verformungen des Überbaus, Spannkraftverluste kann die Vergleichsgröße (Schwingbreite) rechnerisch ermittelt werden und damit die Ermüdungsbruchgefahr für das untersuchte Bauwerk abgeschätzt werden.

Durch das Aufheizen der Fahrbahnplatte durch Sonneneinstrahlung entsteht ein Biegemoment mit Zugspannungen an der Überbauunterseite. Zusammen mit den Biegemomenten aus Eigengewicht, Ausbaulasten und Vorspannung bildet es ein so genanntes Grundmoment  $M_0$ ,

$$M_0 = M_{g+\Delta g} + M_{P,ind,t=\infty} + M_{\Delta T}$$

wobei  $M_{g+\Delta g}$  das Biegemoment aus Konstruktionseigengewicht und Ausbaulast und  $M_{P,ind,t=\infty}$  das statisch unbestimmte Moment infolge Vorspannung unter Berücksichtigung aller sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste beschreibt.

Bei älteren Bauwerken, d. h. nach Abschluss zeitabhängiger Schnittgrößenumlagerungen durch Kriechen und Schwinden bzw. Auflagersetzungen, können bis auf das Zwangsmoment  $M_{\Delta T}$  infolge Temperatur alle Summanden des rechnerischen Grundmoments  $M_0$  als annähernd konstant angenommen werden.

Lokal erhöhte Spannkraftverluste, Ungenauigkeiten bei der statischen Schnittgrößenberechnung oder bei der rechnerischen Erfassung der Schnittgrößenumlagerung vom Bau- in den Endzustand können ebenso wie Ungenauigkeiten in den Lastannahmen zu einer Abweichung  $\Delta M$  im rechnerischen Grundmoment führen.

Im rein rechnerischen Nachweis nach Stufe 3 der Handlungsanweisung müssen diese Unsicherheiten und Modellierungsungenauigkeiten wegen ihrer Allgemeingültigkeit durch z. T. sehr konservative Annahmen abgedeckt werden. So sind beispielsweise lokale Spannkraftverluste von 30 % sowie ein Temperaturgradient  $\Delta T$  von bis zu 12 K bei gleichzeitig wirkender, hoher Verkehrswechselbelastung zu berücksichtigen.

Dies führt dazu, dass das Grundmoment  $M_0$  oftmals sehr hoch angesetzt wird, der Verkehr demnach bei gleicher Lastamplitude zu einer größeren Spannungsschwingbreite im Spannstahl führt.

Für eine detaillierte Bestimmung des Grundmoments und schließlich der Vergleichsgröße sind Messungen am Bauwerk möglich (ZILCH 2009).

#### 4.5.2.2 Messgröße

An die Messgröße werden folgende Anforderungen gestellt:

- Direkte Korrelation von Messgröße und Vergleichsgröße innerhalb der Randbedingungen (z. B. Bauwerksreaktionen, Messzeitraum). Im einfachsten Fall entspricht die Messgröße der Vergleichsgröße.
- Keine Veränderung der Tragwirkung durch lokale oder globale Beschädigungen bei der Vorbereitung und Durchführung der Monitoringaufgabe.

Die Vergleichsgröße (Schwingbreite) kann im vorliegenden Fall nicht direkt gemessen werden. Als mit der Vergleichsgröße direkt korrelierte Messgröße könnte etwa die Änderung der Spannstahldehnung durch die Verkehrsbelastung herangezogen werden. Eine Spannungsänderung im Spannstahl der Verbundspannglieder führt zu einer Dehnungsänderung des Spannstahls. Das für die Messung erforderliche Applizieren der Sensoren (z. B. Dehnmessstreifen) ist allerdings nur durch Zerstörung des Verbunds zwischen Spannglied, Einpressmörtel und Beton möglich. Zudem sind oftmals sehr viele Spannglieder gekoppelt, deren einzelne Erfassung zu einem enormen Messaufwand führen würde. Die Messgröße Dehnungsänderung des Spannstahls wird also verworfen.

Eine Dehnungsänderung im Spannstahl führt über den Verbund mit dem umgebenden Beton zu einer Dehnungsänderung des Spannbetonüberbaus. Als Messgröße könnte also die Dehnungsänderung des Überbaus an der Betonoberfläche herangezogen werden. Dort können Sensoren ohne Zerstörung angebracht werden, etwa an Stegen, Fahrbahnplattenunterseite und bei Kastenquerschnitten an der Bodenplatte. Zwar ist die Anforderung erfüllt, dass das Bauwerk beim Anbringen der Sensoren und bei der Durchführung der Messaufgabe nicht beschädigt wird. Jedoch ist eine Dehnungsmes-

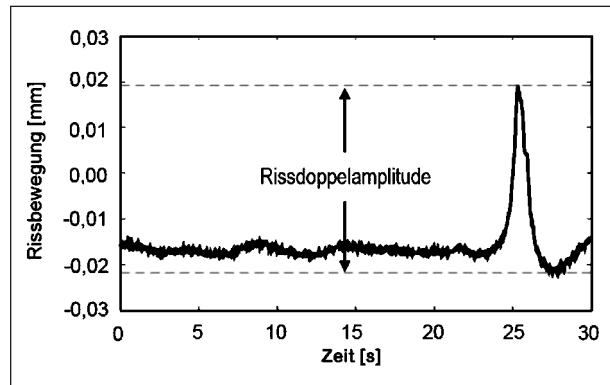


Bild 4-25: Definition der Rissdoppelamplitude

sung nur für ungerissene Bereiche des Überbaus aussagekräftig. Die Korrelation mit der Vergleichsgröße ist im Zustand II nicht mehr vorhanden, da die Bauwerksdehnung eines größeren Längenabschnitts in einem Riss zusammengefasst wird.

Als Messgröße wird daher die Doppelamplitude der Rissbreite in der Fuge unter Verkehrsbelastung herangezogen (Differenz zwischen Rissbreitenmaximum und benachbartem -minimum) bzw. die Wege, aus denen die Rissdoppelamplitude errechnet wird.

Bild 4-25 zeigt die Rissbewegung in einem Messintervall von 30 Sekunden. Die Differenz aus dem Maximal- und Minimalwert eines Messintervalls ergibt die Doppelamplitude der Rissbewegung für eine Überfahrt eines Lastkraftwagens.

Mit dem Mittelwert der Rissbewegung in einem Messintervall kann der Risszustand nahezu ohne eine Verkehrsbelastung wiedergegeben werden.

Im ungerissenen bzw. überdrückten Zustand werden bei gegebener Verkehrsbelastung und konstantem Grundmoment  $M_0$  infolge ständiger Lasten und Temperatur durch die Mitwirkung des Betons geringe Doppelamplituden erfasst. Erst bei gerissener Arbeitsfuge (z. B. infolge der Biegebeanspruchung  $M_{AT}$  aus Temperatur) wird dort die gesamte Zugspannung über Spannglieder und Betonstahl übertragen.

Dies führt zu einer größeren Dehnung bzw. größeren Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma$  im Spannstahl und folglich zu einer größeren Doppelamplitude der Rissbreite unter gegebener zyklischer Belastung durch Verkehr als im ungerissenen Zustand. Der Übergang vom Zustand I (ungerissen) zum Zustand II ist durch den plötzlichen Anstieg der mittleren Rissdoppelamplituden deutlich erkennbar (Bild 4-26).

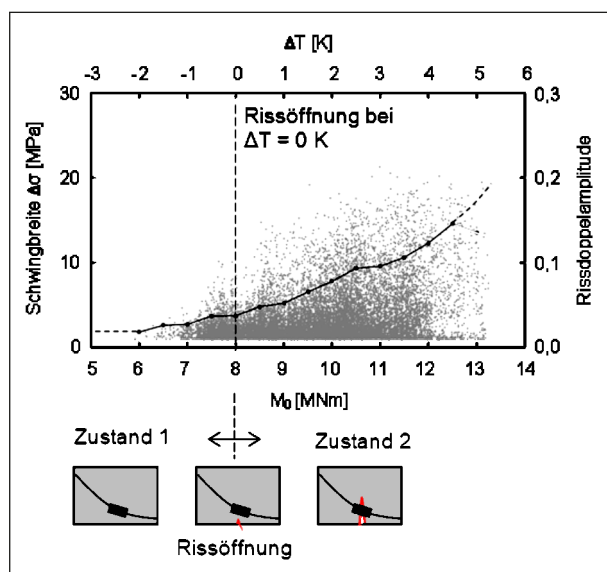


Bild 4-26: Abhängigkeit zwischen Rissdoppelamplitude, Schwingbreite und Grundmoment (exemplarisch)

Es wird angenommen, dass der Spannstahl bei den untersuchten Bauwerken unter planmäßiger Verkehrslast während des Untersuchungszeitraums ausschließlich elastisch beansprucht wird. Diese Annahme ist berechtigt, da die untersuchten Bauwerke oft bereits mehrere Jahrzehnte im Betrieb sind, etwaige plastische Verformungen aus planmäßiger Belastung weitestgehend abgeschlossen sind. Der Untersuchungszeitraum ist zudem im Vergleich zum Bauwerksalter sehr kurz. Des Weiteren wird angenommen, dass die freie Länge des Spannstahls zwischen den Verbundverankerungen beidseits des Risses während des Untersuchungszeitraums nicht zunimmt. Die Berechtigung dieser Annahme kann wie oben begründet werden.

Die Bewegung der Rissufer infolge Verkehrsbelastung ist bei ausschließlich linear-elastischer Beanspruchung des Spannstahls im Riss und beidseits fester Verbundverankerung folglich über das Stoffgesetz des Spannstahls direkt korreliert bzw. umkehrbar eindeutig (ZILCH 2009).

#### 4.5.3 Monitoringkonzept

Ziel des Monitorings ist die Bestimmung der Abweichung des rechnerischen Grundmoments unter Berücksichtigung der konservativen Annahmen gemäß BASt Handlungsanweisung Koppelfugen vom tatsächlichen Grundmoment  $M_0$  in der Arbeitsfuge. Bis auf das Biegemoment infolge  $\Delta T$  sind alle Summanden des Grundmoments bei älteren Bauwerken, also nach Abschluss zeitabhängiger Schnitt-

größenumlagerungen durch Kriechen und Schwinden, annähernd konstant. Bei verschiedenen großen  $\Delta T$  resultierten bei gleicher Belastung verschieden große Grundmomente. Die genaue Kenntnis der Randbedingung  $\Delta T$  ist daher zwingend erforderlich.

Trägt man die durch Messung ermittelte Rissbreitendoppelamplitude aus Lkw-Überfahrt über den messtechnisch erfassten vertikalen Temperaturgradienten  $\Delta T_{\text{Riss}}$  auf, so kann durch die direkte Korrelation von Mess- und Vergleichsgröße, sofern sich die Fuge öffnet, die tatsächliche Größe des  $\Delta T$  am signifikanten ersten Steigungswechsels (Dekompressionspunkt) bestimmt werden (in Bild 4-26 etwa bei  $\Delta T_{\text{Riss}} = 0$  K).

Auf Grundlage der Messung kann nun mithilfe des erfassten Temperaturgradienten  $\Delta T_{0,\text{Mess}}$  das zugehörige tatsächliche Rissöffnungsmoment über folgende Beziehung

$$M_{0,\text{Mess}} = M_g + M_{\Delta g} + M_{p,\text{ind},t=\infty} + M_{\Delta T_{\text{Riss}}}$$

ermittelt und mit den rechnerischen Dekompressionsmoment  $M_D$  verglichen werden.

Die zu ermittelnde Abweichung  $\Delta M = M_D - M_{0,\text{Mess}}$  im rechnerischen Grundmoment lässt sich nun durch die Differenz des rechnerischen Dekompressionsmomentes  $M_D$  unter Berücksichtigung aller konservativen Annahmen wie Spannkraftverluste etc. gemäß BASt Handlungsanweisung (vgl. Kapitel 4.5.6) und des messtechnisch erfassten Grundmomentes  $M_{0,\text{Mess}}$  in der Arbeitsfuge bestimmen.

#### 4.5.4 Sensorik und Datenerfassung

##### 4.5.4.1 Vorbemerkung

Ziel des Monitorings ist die Quantifizierung der Abweichung  $\Delta M$  im Grundmoment durch eine bauwerksbezogene Erfassung der ermüdungsrelevanten Beanspruchung aus Verkehr und Temperaturgradient  $\Delta T$ . Hierzu werden Messungen der Rissbewegungen infolge der Wechselbeanspruchung aus Verkehr sowie Messungen der Querschnitts- und ggf. Lufttemperaturen herangezogen.

Für die gewählten Messgrößen müssen geeignete Sensoren gefunden werden. Auch die Häufigkeit sowie der Umfang des Monitorings muss bei der Konzeption der Gesamtmaßnahme festgelegt werden. Tabelle 4-15 fasst die durchzuführenden Messungen zusammen, welche nachfolgend kurz erläutert werden.

Hilfsgröße/ Randbedingung	Rissbreitendoppel- amplitude in der Arbeitsfuge	Vertikaler Tempera- turgradient im Betonquerschnitt
Messgröße	Weg [mm]	Temperaturfeld [°C]
Sensortyp	KG-A	Pt100
Anzahl der Sensoren	2 – 4 je Arbeitsfuge	ca. 10 je Querschnitt
Messdauer	< 2 Min.	> 1 Monat
Abtastrate	50 Hz	0,001 Hz

Tab. 4-15: Messungen an den Koppelfugen

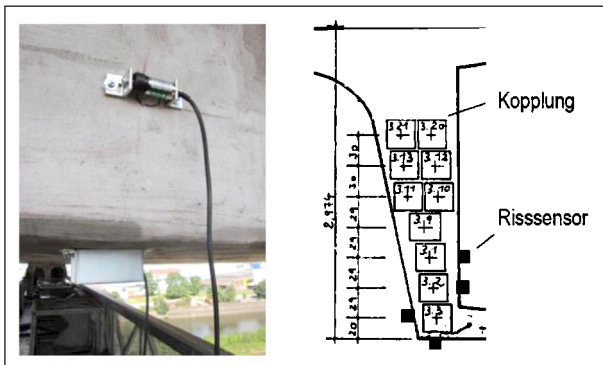


Bild 4-27: Rissensoren an der Stegaußenseite und Lage im Querschnitt

#### 4.5.4.2 Rissmessung und Rissdoppelamplitude

Zur Ermittlung der Rissbreitendoppelamplitude infolge der zyklischen Verkehrsbelastung werden an geeigneten Stellen (Bauteil) erfasst werden. Messungen der geometrischen Größe „Rissbreite“ (bzw. Weg) mit hochempfindliche dehnungsbasierte Rissensoren des Types KG-A durchgeführt.

Da aufgrund des temperaturabhängigen Anteils das Grundmoment vor allem zu Zugspannungen an der Querschnittsunterseite der Arbeitsfuge führt, werden die Sensoren an der Stegunterseite angebracht. Zusätzlich werden Sensoren auf Höhe der untersten Spanngliedlage rissüberbrückend installiert. Bild 4-27 zeigt die Anordnung der Rissensoren exemplarisch für den Außensteg einer Koppelfuge.

Die Abtastrate wird so hoch gewählt (z. B. 50 Hz), dass während der Überfahrt durch einen LkW sowohl die maximale als auch die minimale Ausprägung und so die Differenz daraus (Doppelamplitude) erfasst werden kann. Die Messdauer wird so gewählt, dass zumindest ein LkW mit gewöhnlicher Geschwindigkeit innerhalb der Messdauer die Brücke überfahren kann – bei dichtem Verkehrsfluss z. B. 2 Minuten.



Bild 4-28: In Bohrloch eingebrachter und mit Silikon gedämmter Temperatursensor (Foto: matrices engineering GmbH)

#### 4.5.4.3 Temperaturmessung

Um eine Aussage über die Größe des tatsächlichen Grundmoments aus den Messungen der Rissbreitendoppelamplitude ableiten zu können, ist die Kenntnis des zum Messzeitpunkt vorliegenden vertikalen Temperaturgradienten  $\Delta T$  von elementarer Bedeutung.

Das Heranziehen von Umgebungstemperaturen zur Abschätzung von  $\Delta T$  ist ungeeignet. Vor allem Sonneneinstrahlung, Niederschlag und tageszeitlich bedingte Temperaturschwankungen führen zu einer Temperaturverteilung im Betonquerschnitt, die nicht aus der Kenntnis der Umgebungstemperatur (-entwicklung) abgeleitet werden kann.

Hierzu ist die Kenntnis der Temperaturverteilung über den gesamten Querschnitt erforderlich, also die Kenntnis der physikalischen Größe Temperaturfeld.

Zur Erfassung dieses Temperaturfelds ist die Messung der Querschnittstemperatur an mehreren verschiedenen Stellen mit Pt100-Sensoren (Platin Messwiderstand) geeignet. Diese werden in zuvor gebohrte Löcher eingebracht und mit Silikon abgedichtet (Bild 4-28).

Zur Dokumentation der klimatischen Bedingungen während des Monitorings werden in der Regel weitere Temperatursensoren zur Erfassung der Außenlufttemperatur und bei Hohlkastenträgern der Lufttemperatur im Hohlkasten installiert.

Um aus den Einzelmessungen Aussagen zum Temperaturfeld treffen zu können, ist die Lage der Sensoren sinnvoll zu wählen. Bild 4-27 zeigt exemplarisch die Anordnung der Sensoren an einem Hohlkastenquerschnitt.



Die zeitliche Veränderung der Temperatur im Querschnitt erfolgt bei veränderten Umgebungsbedingungen relativ träge. Für eine ausreichend genaue Erfassung der Temperaturverteilung reicht eine Abtastrate von etwa 0,001 Hz (ca. 3-4 Messungen je Stunde).

Um den tatsächlichen Steigungswechsel im Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm erkennen zu können bzw. um ihn für häufig auftretende Temperaturverteilungen im Querschnitt ausschließen zu können, benötigt man Rissdoppelamplituden aus Lkw-Überfahrten bei verschiedenen großen Temperaturgradienten. Das Intervall [0 K; 5 K] erfasst man in der Regel problemlos innerhalb eines Tages. Für höhere Gradienten sind gewisse klimatische Randbedingungen erforderlich, z. B. intensive Sonneneinstrahlung. Besonders hohe Gradienten werden erreicht, wenn auf eine kühle, bewölkte Periode (ca. 1 Woche) ein sonniger Tag folgt. Die im Schatten der Fahrbahnplatte liegenden Stege (und Bodenplatte) bleiben kühl, die vergleichsweise dünne, aber breite Fahrbahnplatte erwärmt sich schnell, auch begünstigt durch Strahlungsabsorption bei dunklen Fahrbahnbelägen. Um also ein größeres Gradientenintervall mit Lkw-Überfahrten erfassen zu können, ist abhängig von Verkehrsdichte und -zusammensetzung sowie von klimatischen

Bedingungen in der Regel ein Gesamtmesszeitraum von zwei bis vier Monaten erforderlich, wobei winterliche Monate aufgrund der geringen Intensität der Sonneneinstrahlung ungeeignet sind (ZILCH 2009).

#### 4.5.5 Datenreduktion und -aufbereitung

Eine kontinuierliche, synchrone Erfassung aller Sensorreaktionen würde unter Berücksichtigung der Sensoranzahl und der veranschlagten Gesamtdauer der Monitoringaufgabe einer enormen Datenmenge mit entsprechend hohem Speicherbedarf und hohem Datenverwaltungsaufwand führen. In Umfang und Qualität vergleichbar aussagekräftige Messdaten erhält man aber bereits mit deutlich geringerem Messaufwand. Zweckmäßig ist etwa eine kurzzeitige kontinuierliche Messung in Intervallen (Sequenz), z. B. halbstündliche, hochfrequente Erfassung der Sensorreaktionen für einen Zeitraum von zwei Minuten.

Die bei den Langzeitmessungen anfallende Datenmenge wird bei den vorliegenden Anwendungsbeispielen auf einem Speicher am Bauwerk abgelegt und erst nach Abschluss der Messung transferiert. Um während der Messung die Funktionstüchtigkeit

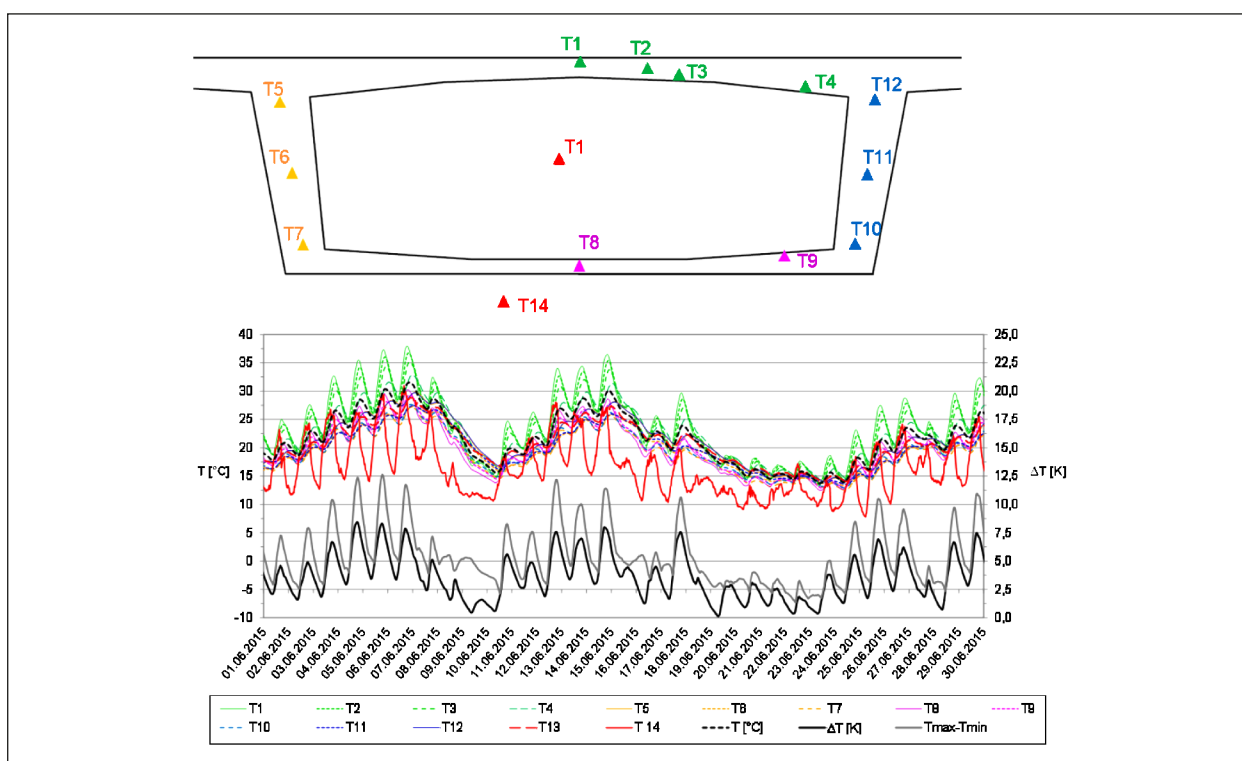


Bild 4-29: Exemplarische Anordnung der Temperatursensoren am Hohlkastenquerschnitt und erfasster Temperaturverlauf über eine Messdauer von einem Monat



und Qualität der Messdaten kontrollieren zu können, hat man ein Remote System gewählt. Durch eine UMTS Verbindung kann der am Bauwerk befindliche Rechner mit dem Internet verbunden werden. Durch eine Fernsteuerung kann von jedem beliebigen Rechner mit Internetzugang und Fernsteuerungssoftware auf die Benutzeroberfläche des Bauwerksrechners zugegriffen werden. Dabei werden lediglich die Daten der Benutzeroberfläche übertragen. Die Datenmenge ist sehr gering, sie entspricht nur einem Bruchteil der Messdaten und kann problemlos durch übliche Datenübertragungsfunknetze übertragen werden. Während der Messdauer werden alle Rechneroperationen (z. B. Datenreduktion) am Bauwerk ausgeführt. Die Stabilität der Messungen kann durch von den Messungen unabhängige sequentielle Vorgänge erhöht werden, z. B. wurde ein automatischer Start des Rechners, des Monitoringprogramms und der Fernwartung nach Unterbrechung der Stromzufuhr vorgesehen.

Die Datenbasis einer 2-minütigen Messperiode mit einer Abtastrate von 50 Hz enthält bei 14 Sensoren und einer Uhr insgesamt  $120 \text{ s} \cdot 50/\text{s} \cdot 15 = 90.000$  Messwerte. Dabei werden Sensorinformationen und Bezüge zu Zeit und Ort vernachlässigt. Selbst bei nur 20 minütiger Wiederholung der kontinuierlichen Messung bläht sich die Datenmenge bei einem Gesamtmesszeitraum von drei Monaten auf  $5,8 \cdot 10^8$  Werte auf. Jedes 2-minütige Messintervall wird daher nach Abschluss der Erfassung der Sensorreaktionen direkt am Bauwerksrechner einer Datenreduzierung unterworfen. Für die Temperaturmesswerte wird nur ein Datensatz herangezogen und in eine Sammeldatei gespeichert. Es ist keine signifikante Änderung der Sensorausprägungen innerhalb der Messperiode zu erwarten. Für jeden Riss-Sensor wird die maximale Rissdoppelamplitude innerhalb einer Messperiode als Differenz zweier Messwerte ermittelt und der Sammeldatei hinzugefügt.

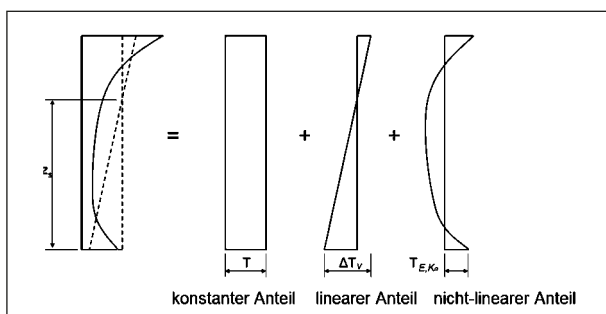


Bild 4-30: Temperaturverteilung

Eine wesentliche Auswertungsaufgabe ist die Ermittlung des vertikalen, linearen Temperaturgradienten aus den einzelnen Temperaturmessungen. Damit kann das daraus resultierende Biegemoment in der Arbeitsfuge ermittelt werden.

Zur Ermittlung des vertikalen Temperaturgradienten wurde unter Verwendung des in (PENKA 2004) entwickelten Verfahrens der Querschnitt diskretisiert und anschließend jedem Punkt des Gitters eine Temperatur durch Inter- und Extrapolation aus den gegebenen Temperaturmessstellen zugewiesen. Der lineare Anteil der Temperaturverteilung kann rechnerisch isoliert werden, vgl. Bild 4-30.

Bild 4-29 zeigt für einen Zeitraum von einigen Tagen den Verlauf der Einzeltemperaturmessungen und der daraus berechneten konstanten und linearen Anteile der Temperaturverteilung für einen Brückenüberbau mit Hohlkastenquerschnitt.

Der in Bild 4-30 auch dargestellte nichtlineare Anteil führt lediglich lokal zu Zwangsspannungen und wird wie die gewöhnlich geringfügigen, horizontale Unterschiede für die Ermittlung des Biegemoments infolge  $\Delta T$  vernachlässigt.

#### 4.5.6 Implementierung der Ergebnisse in den rechnerischen Nachweis

Zunächst werden die gemittelten Rissdoppelamplituden in Abhängigkeit des rechnerischen Grundmomentes  $M_0(\Delta T)$  infolge des zum Messzeitpunkt vorliegenden vertikalen Temperaturgradienten  $\Delta T$  in einem Diagramm grafisch dargestellt. Es ergibt sich der in Bild 4-31 gestrichelt dargestellte Verlauf.

Zusätzlich werden die rechnerisch ermittelten Schwingbreiten  $\Delta\sigma$ , die sich infolge ermüdungswirksamer Verkehrsbelastung ergeben, in dieses Diagramm mit separater Ordinate eingetragen.

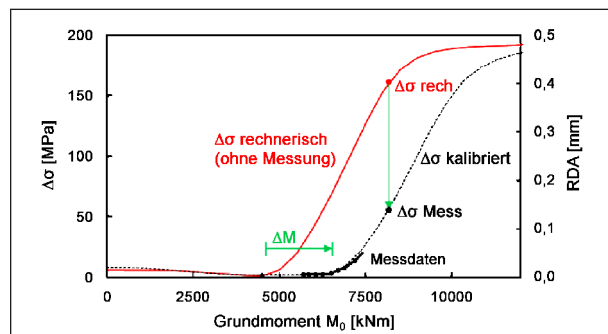


Bild 4-31: Implementierung der Ergebnisse in den rechnerischen Nachweis (exemplarisch)

Das Rissöffnungsmoment ist durch den Steigungswechsel bei beiden Kurven ablesbar. Der horizontale Versatz der Kurven am Dekompressionspunkt beschreibt die gesuchte Abweichung  $\Delta M$  des Grundmomentes, mit der die  $M_0 - \Delta\sigma$  Beziehung zu kalibrieren ist. Letztere kann dann als Grundlage für den Nachweis nach Stufe 3 der Handlungsanweisung verwendet werden (WEIHER 2015).

Mit der vorgestellten Monitoringmaßnahme kann das tatsächliche Grundmoment in der Arbeitsfuge exakt bestimmt und als Eingangsparameter für die Berechnung der Schwingbreite im Spannstahl an der Koppelstelle herangezogen werden. Auf Grundlage der neuen Berechnungsergebnisse kann schließlich über die Weiternutzung des Bauwerks geurteilt werden. Durch die Erfassung des tatsächlichen Grundmomentes in der Arbeitsfuge können mit Hilfe des vorgestellten Verfahrens auch die verschiedensten Ertüchtigungsmaßnahmen hinsichtlich ihrer (ggf. zeitabhängigen) Wirksamkeit beurteilt werden. Das Verfahren zählt zum Zustandsmonitoring und kann wiederholt angewendet werden.

Trotz vergleichsweise hoher Aufwendungen können mithilfe des Langzeitmonitoring die tatsächlich gefährdeten Arbeitsfugen isoliert werden und der Umfang der Instandsetzung exakt bestimmt werden (z. B. die erforderliche Größe einer zusätzlichen zentrischen Vorspannung), sodass der Erwartungswert der Aufwendungen für Monitoring und Instandsetzung deutlich unter dem Erwartungswert für Instandsetzungen liegt, die lediglich auf den Ergebnissen von rechnerischen Untersuchungen basieren. Dies ist auf die dort (zu Recht) konservativ getroffenen Annahmen bei unsicheren Parametern zurückzuführen (ZILCH 2009).

#### 4.5.7 Fallbeispiel 1: Innbrücke bei Passau

##### 4.5.7.1 Bauwerk

Die neue Innbrücke bei Passau ist eine wichtige Grenzbrücke zwischen Österreich (B137) und Deutschland (B512). Bei Sperrung der BAB A3 sowie für Schwertransporte mit außerordentlicher Höhe dient sie als wichtiges Element der Umfahrroute. Sie wurde 1973 als Spannbetonbauwerk mit einzelligem Kastenquerschnitt über 6 Felder mit einer Gesamtlänge von 418,00 m errichtet.

Die Feldweiten betragen vom Widerlager Neuhaus a. Inn (D) zum Widerlager Schärding (A) 51,00 – 68,00 – 77,00 – 77,00 – 68,00 m.



Bild 4-32: Ansicht der Innbrücke bei Passau (Foto: matrices engineering GmbH)

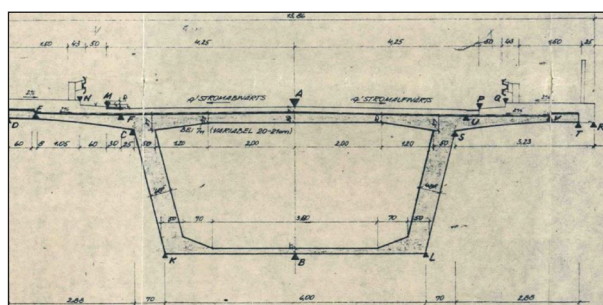


Bild 4-33: Regelquerschnitt

Der Regelquerschnitt ist Bild 4-32 und das idealisierte statische System mit Lage der Spanngliedkopplungen ist in Bild 4-33 dargestellt.

Der Brückenüberbau wurde vom Widerlager Neuhaus her auf einem Lehrgerüst erstellt.

Die Bauabschnittsfugen (BAF) sind in den Feldern II (BAF 1), III (BAF 2), IV (BAF 3), V (BAF 4) und VI (BAF 5) zum jeweils vorangegangenen Pfeiler angeordnet, wobei die BAF 1 zugleich Koppelfuge (KF) ist (BAF 1 = KF 1).

An den Bauabschnittsfugen sind etwa 50 % der Spannglieder verankert. Die restlichen Spannglieder sind an der Fuge durchlaufend (SF) bzw. innerhalb der folgenden 5 m im neuen Bauabschnitt entweder wieder neu beginnend oder teilweise fest bzw. gleitend mit Muffenstößen gekoppelt (Koppelstellen = KS), vgl. Bild 4-35.

Diese konstruktive Durchbildung der Bauabschnittsfugen führt zu einem erheblichen lokalen Normalkraftabfall, sodass bereits kurz nach dem Bau auffällige Risse in den Koppelstellenbereichen festgestellt wurden.

In Bild 4-35 ist exemplarisch für den Koppelstellenbereich 4 der Quer- und Längsschnitt sowie die Rissituation am Bauwerk dargestellt. Es zeigen

sich nahezu über 2/3 der Steghöhe und die Bodenplatte geöffnete Risse.

Die Vorspannung erfolgte mit dem Spannverfahren BBRV SUSPA.

Die statische Tragfähigkeit wurde nach der Fertigstellung der Brücke im Rahmen einer Begutachtung von Prof. Manfred Wicke (Innsbruck) nachgewiesen und die Risse verfüllt. Durch ermüdungswirksame Belastungen durch den Schwerverkehr öffneten sich die Risse schnell wieder. Die Rissbreiten betragen 2013 erneut bis zu 0,5 mm. Kernbohrungen in den Stegen zeigten, dass ein Großteil der Risse den Betonquerschnitt vollständig trennen.

**4.5.7.2 Rechnerische Ergebnisse**

Das entwickelte Messkonzept stützt sich auf die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung der Ermüdungsbruchgefahr der Kopplungen des Brückenüberbaus gemäß Stufe 3 der Handlungsanweisung, welche in Tabelle 4-16 zusammengefasst sind (MATRICS 2014).

Der rein rechnerische Nachweis nach Stufe 3 der Handlungsanweisung ist mit bauwerksbezogenen Schnittgrößen und Ansatz von 30 % Spannkraftverlusten (0,7 V) zu führen, wobei beim Ermüdungsnachweis des Spannstahles an den Kopplungen bei einer häufigen Temperaturbelastung von  $\Delta T = 7 \text{ K}$  die zulässigen Schwingbreiten  $\Delta\sigma_{zul} = 75,6 \text{ N/mm}^2$  und bei einer seltenen Temperaturbelastung von  $\Delta T = 12 \text{ K}$  die im Zulassungsversuch ertragenen Schwingbreiten  $\Delta\sigma_{ert} = 108 \text{ N/mm}^2$  als Grenzwerte gelten. Für den Nachweis der durchlaufenden Spannglieder ist sowohl für den häufigen als auch den seltenen Temperaturlastfall die zulässige Schwingbreite von  $\Delta\sigma_{zul} = 110 \text{ N/mm}^2$  als oberer Grenzwert anzusetzen.

Bedingt durch das Verankern von etwa 50 % der Spannglieder in den Bauabschnittsfugen und des damit einhergehenden starken (planmäßigen) lokalen Abfalls der Vorspannkraft in den betreffenden Bereichen wurden sowohl die durchgehenden Spannglieder (SF) und gekoppelten Spannglieder (KF) in den Fugenbereichen als auch die Koppelstellen (KS) im nachfolgenden Bauabschnitt untersucht (vgl. Bild 4-34).

Der Nachweis nach Stufe 3 konnte nur für die durchgehenden Spannglieder in der Bauabschnittsfuge SF 5 erbracht werden. An den übrigen untersuchten Nachweisstellen wurden bereits unter Ansatz der vollen Vorspannung (1,0 V) und der häufigen Temperaturbelastung von  $\Delta T = 7 \text{ K}$  z. T. besorgniserregend hohe rechnerische Schwingbreiten erreicht, sodass die Grenzwerte des Nachweises auch nach der genaueren Stufe 3 deutlich überschritten wurden.

Nachweisstelle	$\Delta T = 7 \text{ K}$			$\Delta T = 12 \text{ K}$		
	$\Delta\sigma \text{ [MPa]}$		zul $\Delta\sigma$	$\Delta\sigma \text{ [MPa]}$		ert $\Delta\sigma$
	1,0 V	0,7 V		1,0 V	0,7 V	
KF 1	25	97	< 75	97	130	< 108
SF 2	11	54	< 110*	33	127	< 110*
SF 3	189	281		283	337	
SF 4	442	543		572	690	
SF 5	12	37		25	93	
KS 1	78	149		141	151	
KS 2	31	156	84	176	< 108	
KS 3	220	278	268	320		
KS 4	536	613	492	597		
KS 5	30	152	65	190		

Tab. 4-16: Ergebnisse gemäß Stufe 3 der Handlungsanweisung

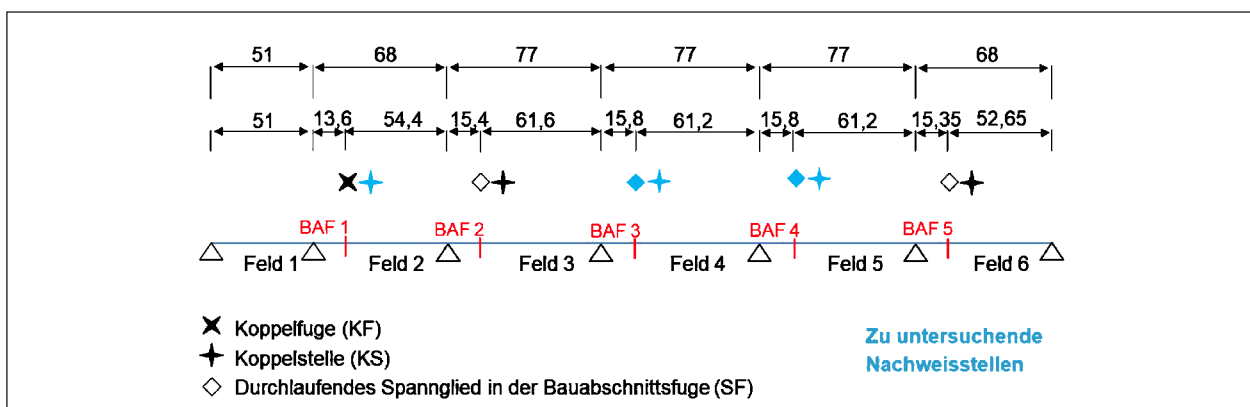


Bild 4-34: Idealisertes statisches System mit Lage der Spanngliedkopplungen



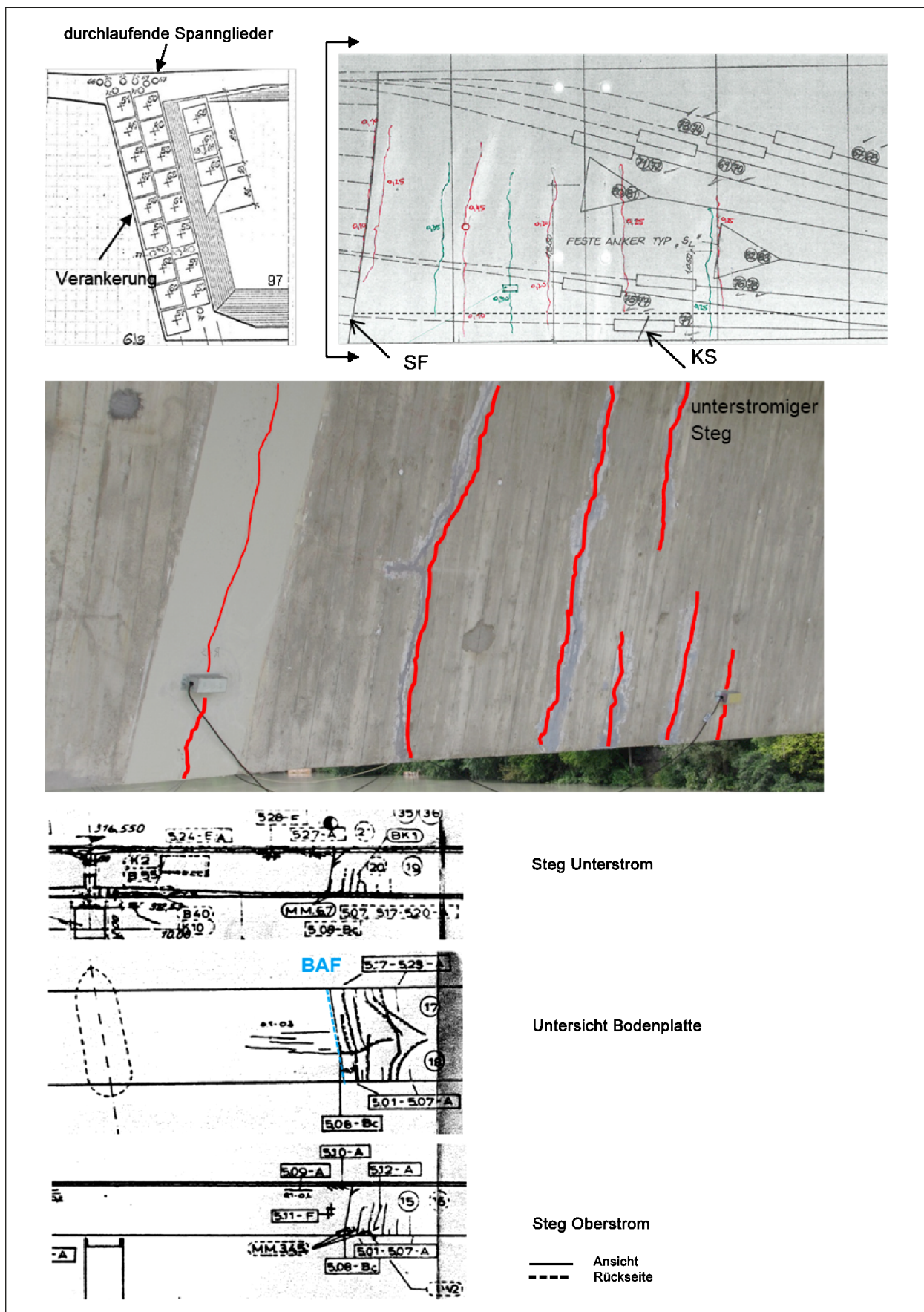


Bild 4-35: Bauabschnittsfuge 4 mit Lage der Spanngliedverankerungen und -kopplungen sowie Riss-situation (Oberstrom/ Unterstrom in grün/rot) zu Beginn des 5. Bauabschnitts

Aufgrund der erheblichen Überschreitungen an nahezu allen Nachweisstellen wurde zur genaueren Bewertung der Ermüdungsbruchgefährdung als Erweiterung eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Hierbei werden insgesamt jeweils 18 Lastfallkombinationen

- unter Ansatz der vollen Vorspannkraft bzw. 10 % lokaler Spannkraftverluste
- mit/ohne Temperaturgradienten von  $\Delta T = 7$  K bzw. 3,5 K) und/oder
- mit/ohne Sicherheitsmoment  $\Delta M$  nach DIN 4227 (DIN 4227 Teil 1, Juli 1988) zur Abdeckung von Unsicherheiten im Grundmoment

untersucht. Als Indikator für die Ermüdungsbruchgefahr der betrachteten Nachweisstellen ist eine Punktwertung eingeführt worden, bei der bei Überschreitung der zulässigen Schwingbreite 1 Punkt und bei Überschreitung der im Zulassungsversuch ertragenen Schwingbreite 2 Punkte vergeben werden (MATRICS 2013).

Die erreichte Punktzahl der Sensitivitätsanalyse für die untersuchten Stellen ist in Tabelle 4-17 zusammengefasst.

Das Ergebnis von 0 Punkten (Bauabschnittsfuge SF 2 und SF 5) bedeutet, dass unter Ansatz aller Sicherheitselemente (10 % lokale Spannkraftverluste, Temperaturgradient von  $\Delta T = 7$  K, Sicherheitsmoment  $\Delta M$  nach DIN 4227 (DIN 4227 Teil 1, Juli 1988) die zulässige Schwingbreite nicht erreicht wurde, sodass die Ermüdungsbruchgefahr als äußerst gering einzustufen ist.

Es ergibt sich für die Koppelfuge KF 1, Koppelstelle KS 2 und die Koppelstelle KS 5 eine etwas höhere

Nachweisstellen	Punkte nach der Sensitivitätsanalyse (Max. 36)
KF 1	3
<b>KS 1</b>	<b>15</b>
KS 2	5
<b>KS 3</b>	<b>35</b>
<b>KS 4</b>	<b>36</b>
KS 5	3
SF 2	0
<b>SF 3</b>	<b>15</b>
<b>SF 4</b>	<b>34</b>
SF 5	0

Tab. 4-17: Punktwertung aus Sensitivitätsanalyse

Punktzahl (< 5 Pkt.) und damit ein etwas höheres Gefährdungspotenzial. Betrachtet man jedoch die Lastkonstellationen bei der hohe Schwingbreiten erreicht werden, so kann deren Auftreten und demzufolge die Ermüdungsbruchgefahr als äußerst unwahrscheinlich angesehen werden. Sie treten nur auf, wenn das volle Sicherheitselement  $\Delta M$  nach DIN 4227 und Temperaturgradient ( $\Delta T = 7$  K) anliegen, also bei einem konservativen Lastansatz, der – wenn überhaupt – selten und damit nicht ermüdungsrelevant ist.

Für die Koppelstelle KS 1 sowie die Bauabschnittsfuge SF 3 (je 15 Pkt) wird die zulässige Schwingbreite bereits bei Lastfallkombinationen mit deutlich höherer Auftrittswahrscheinlichkeit erreicht. So ist an der Koppelstelle KS 1 die ertragene Schwingbreite bereits unter Ansatz von 10 % lokalen Spannkraftverlusten und einer geringen Temperaturbelastung ( $\Delta T = 3,5$  K) überschritten. An der Bauabschnittsfuge SF 3 ist unter Ansatz des Sicherheitselementes  $\Delta M$  nach DIN 4227 (DIN 4227 Teil 1, Juli 1988) oder unter Ansatz eines Temperaturgradienten von  $\Delta T = 7$  K die zulässige Schwingbreite auch ohne Berücksichtigung von Spannkraftverlusten deutlich überschritten. Infolgedessen ist die Ermüdungsbruchgefahr des Spannstahles an der Koppelstelle KS 1 und der Bauabschnittsfuge SF 3 als signifikant zu bewerten.

Für die Koppelstelle KS 3 (35 Pkt), die Koppelstelle KS 4 (36 Pkt) sowie die Bauabschnittsfuge SF 4 (34 Pkt) wird eine besorgniserregend hohe Punktzahl erreicht. Die zulässige Schwingbreite ist bereits ohne Berücksichtigung von Temperatur und Spannkraftverlusten deutlich überschritten.

Aufgrund der Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse und der dokumentierten Schädigung des Bauwerks war die Ermüdungsbruchgefahr der untersuchten Spannglieder im Feld 4 (SF 3, KS 3) und im Feld 5 (SF 4, KS 4) als besorgniserregend einzustufen. Verbunden mit dem hohen Bauwerksalter und entsprechend hohen Lastspielzahlen konnte eine Spannstahlschädigung nicht ausgeschlossen werden.

Eine Ertüchtigung des Überbaus v. a. in den Feldern 2, 4 und 5, z. B. durch Aufbringen einer externen Vorspannung war aufgrund der starken Überschreitung der Grenzwerte nach Stufe 3 der Handlungsanweisung dringend durchzuführen.

Eine erste rechnerische Betrachtung ergab, dass an der Koppelstelle KS 4 eine externe, zentrische



Vorspannkraft von 35 MPa (z. B. 6 Spannglieder à 3 MPa pro Steg) erforderlich wäre, was in etwa einer Verdoppelung der vorhandenen Vorspannkraft an dieser Stelle und damit einem äußerst gravierenden Eingriff in das Tragverhalten entspricht.

Eine dem Belastungsverlauf angepasste Spanngliedführung könnte zwar den Spannkraftbedarf reduzieren, der Anschluss der Umlenkstellen bei der zu erwartenden hohen externen Vorspannkraft jedoch konstruktiv schwierig.

Mit dem Ziel, genauere Eingangsdaten (z. B. Grundmomente, Spannkraftverluste) für die exakte Quantifizierung der erforderlichen Vorspannkraft zu gewinnen und so eine bau- und finanzierbare Ertüchtigung zu ermöglichen, wurde 2014 ein Brückenmonitoring durchgeführt.

#### 4.5.7.3 Auswahl der Messstellen

Aufgrund der Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung und den Schadensaufzeichnungen wurden Messungen an den KF 1, 3 und 4 auf Höhe der unteren Spanngliedlagen sowie Temperaturmessungen durchgeführt.

#### 4.5.7.4 Beobachtungen und Messergebnisse

Das Monitoring an der Innbrücke bei Passau wurde über einen Zeitraum von August 2014 bis November 2014 durchgeführt. Es wurden drei Koppelfugen mit insgesamt 14 Riss- und 14 Temperatursensoren instrumentiert.

Aufgrund des geringen Lkw-Anteils der Bundesstraße werden die Messkanäle der Rissensoren werden mit 50 Hz abgetastet und die Signale werden über eine Dauer von 60 Sekunden alle 2 Minuten abgespeichert. Zusätzlich werden alle 2 Minuten die zugehörigen Querschnittstemperaturen (insgesamt 12 Sensoren) sowie die Hohlkasten- und Außenlufttemperatur gespeichert.

In Bild 3-37 ist exemplarisch die Instrumentierung des Koppelstellenbereichs 3 unter Berücksichtigung der Rissituation am Bauwerk dargestellt.

Bild 4-38 zeigt die gemessenen Temperaturen und berechneter Temperaturgradient  $\Delta T$  exemplarisch für den Messzeitraum September 2014.

Es wird deutlich, dass die auftretenden Maxima der Querschnittstemperaturen immer später auftreten als das Maximum der Lufttemperatur. Die Amplitude

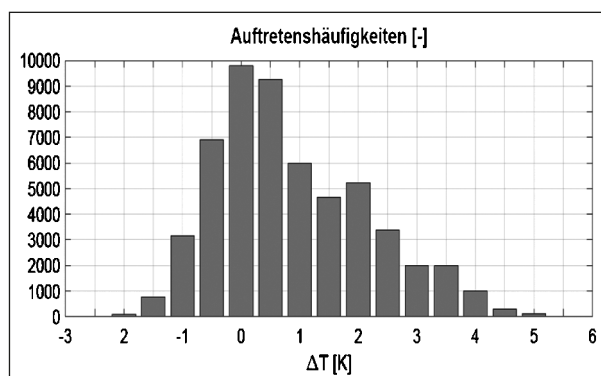


Bild 4-36: Erfasste Temperaturgradienten

der von den Sensoren erfassten Temperaturverläufe ist von der Sensoranordnung in der Bauwerksgeometrie abhängig: Während die Temperatursensoren in der Fahrbahnplatte aufgrund der direkten Sonnenbestrahlung deutlich größere Temperaturschwankungen messen, ist der Temperaturverlauf in den Stegen ausgeglichener.

In Bild 4-36 sind Auftretenshäufigkeiten der erfassten vertikalen Temperaturgradienten dargestellt. Infolge gemäßigter Witterungsbedingungen (keine ausgeprägte Hitzeperioden) konnten im Messzeitraum nur geringe Temperaturdifferenzen zwischen Fahrbahnplatte und Bodenplatte von maximal 6,9 K erfasst werden. Es ergeben sich rechnerisch etwas kleinere vertikale Temperaturunterschiede  $\Delta T$  von maximal 5,2 K.

In Bild 4-39 sind exemplarisch die gemessenen Rissdoppelamplituden für die Sensoren des Koppelstellenbereichs 3 in Abhängigkeit des rechnerischen vertikalen Temperaturgradienten dargestellt.

An der Bauabschnittsfuge SF 3 (Sensor R9, Bild 4-39) wurden die größten Rissdoppelamplituden von bis zu 0,21 mm erfasst. Es zeigt sich eine deutliche Zunahme der Rissdoppelamplituden mit steigender Temperaturbelastung. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass der Querschnitt im Fugenbereich unter der erfassten Temperaturbeanspruchung in den Zustand II übergeht.

Der Sensor R8, Bild 4-39 zeigt eine deutliche Streuung der Rissdoppelamplituden, es ist jedoch kein signifikanter Anstieg der Amplituden mit zunehmenden Temperaturgradienten erkennbar. Die Streuung der Messergebnisse in diesem Bereich ist daher nicht auf ein Öffnen der instrumentierten Risse, sondern auf das unterschiedliche Gewicht der Fahrzeuge bei gegebenem Temperaturgradienten zurückzuführen.

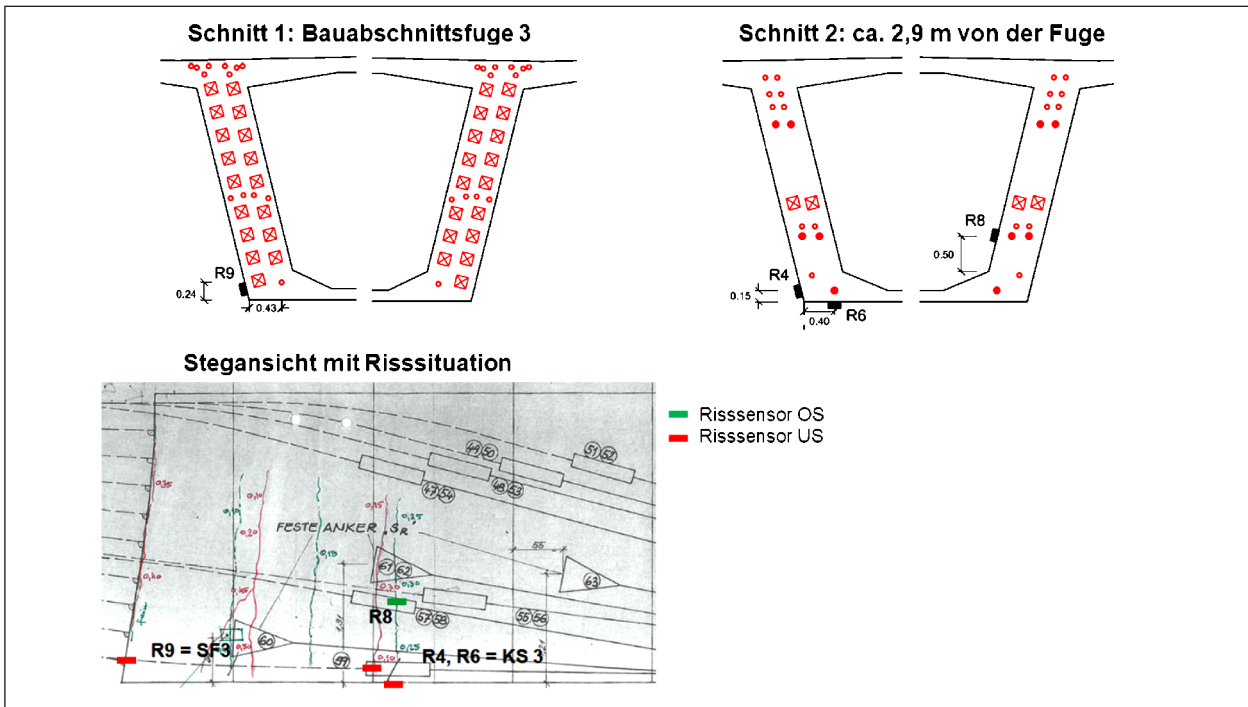


Bild 4-37: Instrumentierung am Koppelstellenbereich 3

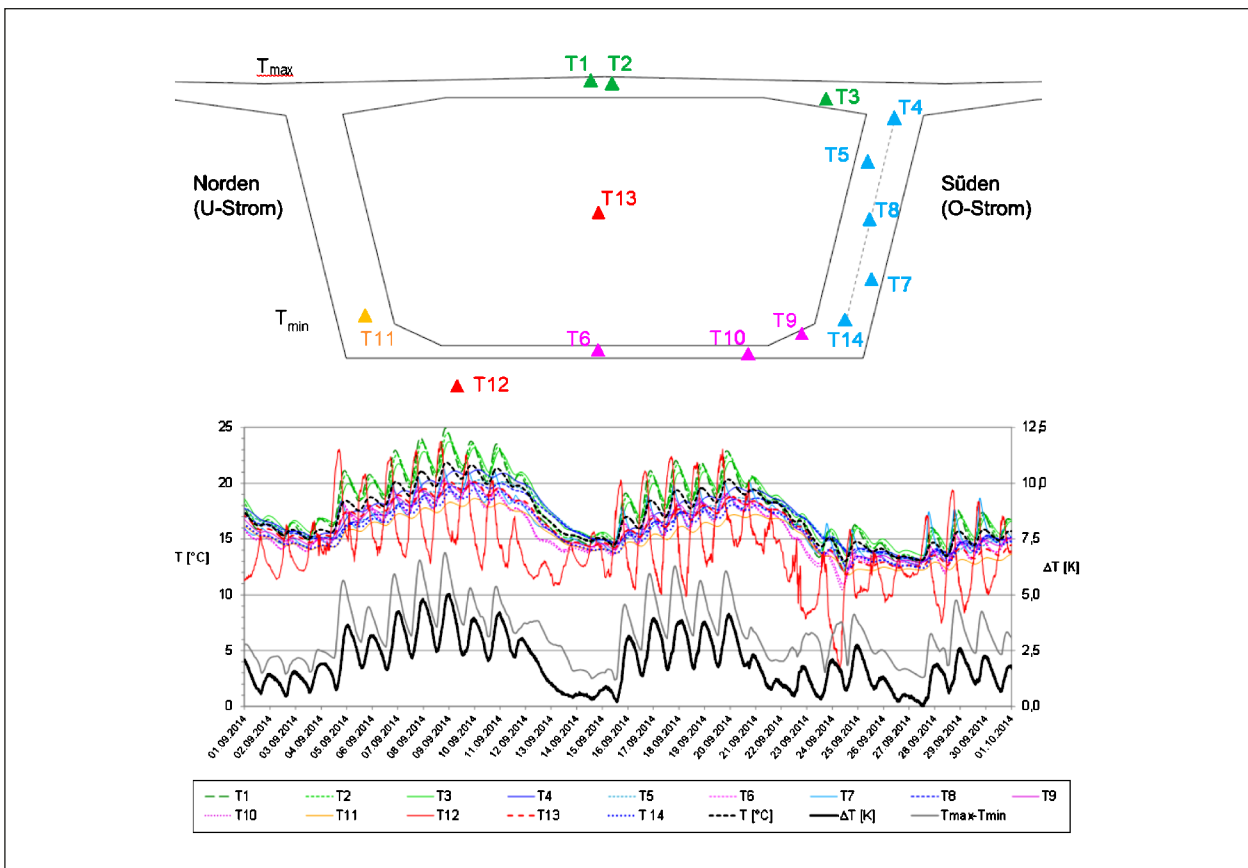


Bild 4-38: Gemessene Temperaturen und berechneter Temperaturgradient  $\Delta T$  exemplarisch für den Messzeitraum September 2014

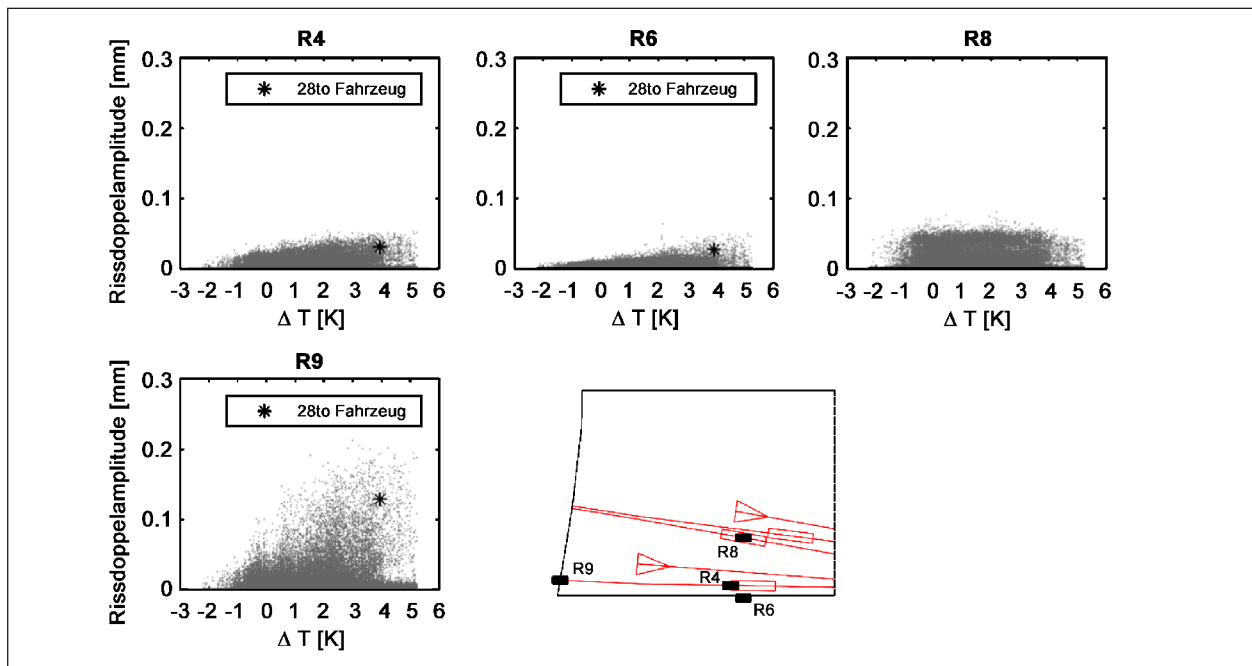


Bild 4-39: Gemessene Rissdoppelamplituden in Abhängigkeit des Temperaturgradienten im Koppelstellenbereich 3

#### 4.5.7.5 Auswertung der Ergebnisse

Im Rahmen der Sensorinstallation wurden Probenmessungen mithilfe des Untersichtgerätes durchgeführt (vgl. Bild 4-40). Mit einem Gesamtgewicht von 28 t ist die Belastung in etwa mit der im Ermüdungsnachweis (ohne Verkehrsflächenlast) zu 50 % angesetzten Last des SLW 60 vergleichbar.

Im Rahmen der Probemessung wurden zunächst die Fugenbereiche 1, 3 und 4 angefahren und statisch für einige Minuten belastet. Zur Erfassung der dynamischen Verkehrsbeanspruchung wurde im Anschluss die Rissbewegung infolge einer Überfahrt der Bereiche mit einer Geschwindigkeit von ca. 70 km/h erfasst.

Die im Rahmen der Probemessung unter einer Temperaturbelastung von  $\Delta T = 4,0$  K erfassten Rissdoppelamplituden sind in Bild 4-39 als schwarzer Stern gekennzeichnet.

Bild 4-41 zeigt die Häufigkeitsverteilung der mit dem Sensor R9 erfassten Rissdoppelamplitude für einem Temperaturgradienten von  $\Delta T = 4,0$  K.

Für die Ermüdungsbetrachtung sind die Überfahrten von Schwerfahrzeugen (Lkw) entscheidend, da diese die maßgebenden Spannungsunterschiede im Spannstahl erzeugen. Bei der Betrachtung von Bild 4-41 kann man feststellen, dass in einem Groß-

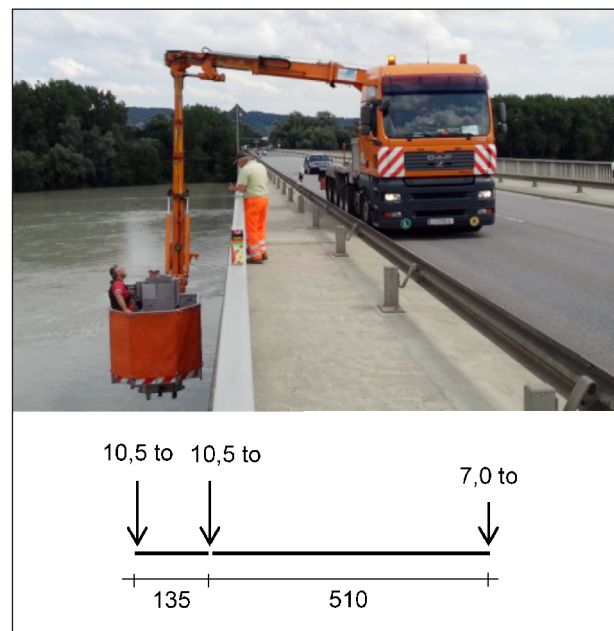


Bild 4-40: Untersichtgerät mit Angabe der Achslasten (Foto: matrices engineering GmbH)

teil der Messintervalle nur geringe Rissdoppelamplituden erfasst wurden.

Aus der Probemessung geht hervor, dass ein Großteil der erfassten Ereignisse auf Lkw-Überfahrten mit einem geringeren Gesamtgewicht als 28 t (schwarze Linie) zurückzuführen sind. Für die Auswertung muss daher ein Kriterium zur Aussortierung

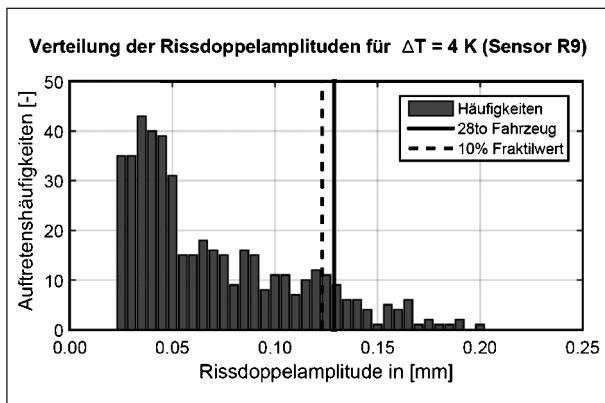


Bild 4-41: Häufigkeitsverteilung der Rissdoppelamplitude für  $\Delta T = 4$  K (Sensor R9)

der nicht ermüdungsrelevanten Messwerte festgelegt werden. Im Folgenden wird daher festgelegt, dass nur die oberen 10 % der höchsten Rissdoppelamplituden für die Ermüdungsbetrachtung verwendet werden. Der 10%-Fraktilwert (= 90%-Quantilwert) der Rissdoppelamplitude ist als gestrichelte Linie in Bild 4-41 gekennzeichnet.

Die Abhängigkeit der Rissdoppelamplituden vom vertikalen Temperaturunterschied  $\Delta T_v$  wird durch eine Mittelwertbildung der Doppelamplituden für definierte Klassen des Temperaturunterschiedes bestimmt. Die Auswertung erfolgte für eine Einteilung des Temperaturgradienten in Klassen von 0,5 K. Dabei wird beispielsweise der Bereich zwischen 0,75 K und 1,25 K der Klasse 1,0 K zugeordnet (vgl. Bild 4-42). Ziel ist es, den Temperaturgradienten, bei dem es zur Rissöffnung kommt, d. h. bei dem der Querschnitt in den Zustand II übergeht, zu ermitteln.

Bild 4-42 illustriert die Auswertung beispielhaft für die Messung an der Bauabschnittsfuge 3 für den Sensor R9.

Der berechnete Mittelwert der Rissdoppelamplituden ist als schwarze Linie in Abhängigkeit des Temperaturunterschiedes dargestellt. Zusätzlich ist für die Ermüdungsbetrachtung der Mittelwert der 10 % größten erfassten Rissdoppelamplituden als rote Linie angetragen.

Aufgrund der geringen Auftretenshäufigkeiten von Temperaturgradienten kleiner als -0,5 K und größer als 4,0 K konnten deutlich weniger Lkw-Überfahrten für diese Bereiche erfasst werden (rot markierter Bereich), was sich in Bild 4-42 an der deutlich geringen Dichte der Punktwolke der Rissdoppelamplitu-

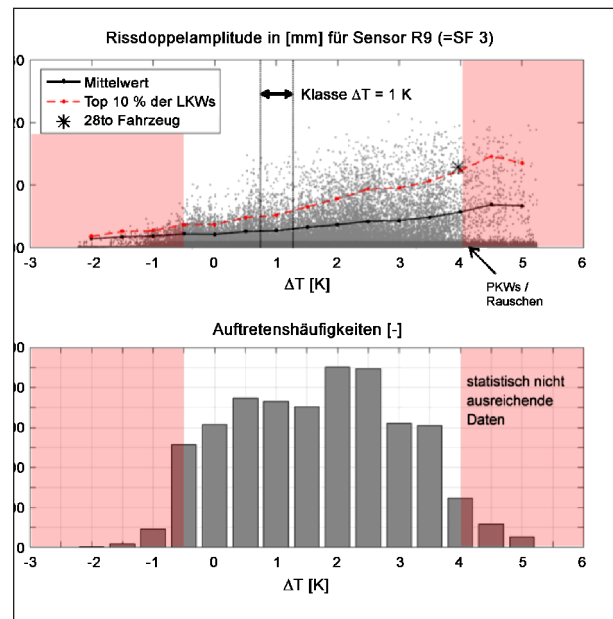


Bild 4-42: Oben: Gemessene Rissdoppelamplituden für den Sensor R9 (graue Punktwolke) sowie Mittelwert (schwarze Linie) und 10%-Fraktilwert (rot gestrichelte Linie); Unten: Häufigkeitsverteilung des Temperaturgradienten

de für  $\Delta T < -0,5$  bzw.  $\Delta T > 4,0$  zeigt. Zur Bewertung, ob eine repräsentative Grundgesamtheit an Fahrzeugen erfasst wurde, wird die Anzahl  $n$  an Ereignissen pro Temperaturintervall als Bewertungskriterium herangezogen. Die Charakteristik der Punktwolke in Bild 4-42 deutet daraufhin, dass hierzu in etwa 600 Messwerte erforderlich sind.

Es geht hervor, dass im Messzeitraum nennenswerte Lkw-Überfahrten ( $n > 600$ ) für ein Intervall von  $\Delta T_v$  von -0,5 bis 4,0 K erfasst wurden. Es zeigt sich ein deutlicher Anstieg der mittleren Rissdoppelamplituden der Fahrzeuge für Temperaturgradienten größer als 0,0 K. Es kann daher angenommen werden, dass der Querschnitt für einen Gradienten von  $\Delta T_{0, Mess} = 0,0$  K in den Zustand II übergeht.

Bild 4-43 zeigt die statistische Auswertung der Rissdoppelamplituden für die Bauabschnittsfuge 4 und zum Vergleich nochmal für die Fuge 3.

An der Nachweisstelle SF 4 wird für den Sensor R13 (unterste Spanngliedlage) ein annähernd konstantes Niveau für Gradienten kleiner als 0,0 K erreicht. Für den Sensor R7 (zweite Spanngliedlage) ist der Übergang in den Zustand II nicht ganz so deutlich erkennbar. Die Daten deuten darauf hin, dass es bei einem Gradienten von 0,0 K zur Rissöffnung kommt. Es wird daher  $\Delta T_{0, Mess} = 0,0$  K gewählt.

Für alle übrigen Messstellen ergibt sich ein nahezu konstanter Verlauf der erfassten Rissdoppelamplituden. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass sich der Querschnitt an diesen Stellen für die rechnerischen Temperaturgradienten von -0,5 K bis 4,0 K nicht im ausgeprägten Zustand II befindet. Da

der Temperaturgradient, bei dem es zur Rissöffnung kommt, im Messzeitraum nicht erfasst werden konnte, wird im Folgenden für die statische Nachweisführung auf der sicheren Seite angenommen, dass es bei einem Gradienten von  $\Delta T_{0, Mess} = 4,0$  K zur Rissöffnung kommt.

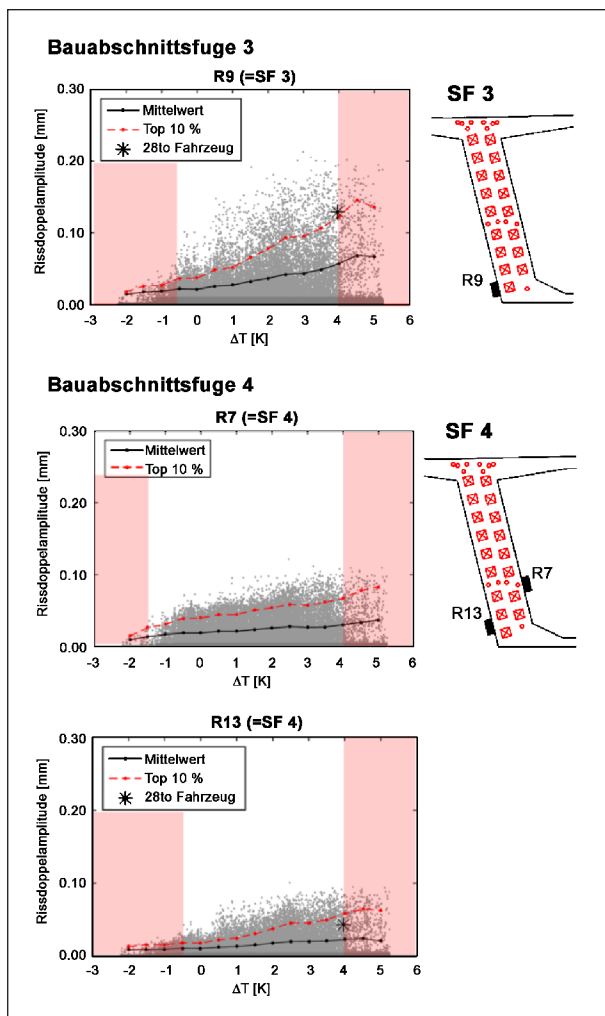


Bild 4-43: Gemessene Rissdoppelamplituden (graue Punktwolke) sowie gemittelte Rissdoppelamplituden aus Lkw-Überfahrt (schwarze Linie) und der oberen 10 % der Grundgesamtheit (rot gestrichelte Linie) für die Bauabschnittsfugen SF3 und SF4

Auf Grundlage der Messung kann nun mithilfe des erfassten Temperaturgradienten  $\Delta T_{Mess}$  das zugehörige tatsächliche Rissöffnungsmoment über folgende Beziehung

$$M_{0, Mess} = M_g + M_{\Delta g} + M_{P'} + M_{\Delta T_{Mess}}$$

ermittelt und mit den rechnerischen Dekompressionsmoment verglichen werden.

In Tabelle 4-18 sind das rechnerische und das aus den Messungen bestimmte Rissöffnungsmoment sowie das resultierende Versatzmoment  $\Delta M = M_{0, D} - M_{0, Mess}$  mit dem die Momenten-Schwingbreiten-Beziehung zu korrigieren ist, aufgeführt.

Es ergibt sich für alle Nachweisstellen ein negatives Versatzmoment, d. h. die theoretische Annahme von 30 % lokale Spannkraftverluste, wie sie bei einer rein rechnerischen Betrachtung gemäß Handlungsanweisung anzusetzen ist, ist für das vorliegende Bauwerk deutlich zu konservativ.

Insbesondere für die KS 3 und KS 4 ergibt sich eine sehr große Abweichung im Grundmoment von mehr als 9 MNm (vgl. Tabelle 4-18), welche nicht allein auf Ungenauigkeiten bei der statischen Berechnung zurückgeführt werden kann, sondern auf eine lokale Entlastung der Koppelstellenbereiche infolge der starken Rissbildung hindeutet (s. Bild 4-35).

In Bild 4-44 ist exemplarische das Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm für die Bauabschnittsfugen SF 3 unter Angabe des ermittelten Versatzmomentes dargestellt.

			Rissöffnung bei				
			KS 1	SF 3	KS 3	SF 4	KS 4
			R2, R3	R9	R4, R6	R13	R14, R15
Berechnung	$\Delta T_{0, D}$	[K]	2,7	-0,6	-3,5	-2,2	-8,3
	$M_{0, D}$	[kNm]	22000	7000	18000	6000	14000
Messung	$\Delta T_{0, Mess}$	[K]	4,0	0,0	4,0	0,0	4,0
	$M_{0, Mess}$	[kNm]	23841	7754	27365	8730	29240
Versatzmoment	$\Delta M$	[kNm]	-1840	-754	-9365	-2730	-15240

Tab. 4-18: Versatzmoment zur Korrektur des Grundmomentes



Die gemessenen Rissdoppelamplituden (RDA) sind in Abhängigkeit des erfassten rechnerischen Temperaturgradienten mit gesonderter Ordinate ange- tragen.

Die vertikale gelbe und magenta Linie kennzeichnet die Ergebnisse des Nachweise nach Stufe 3 der Handlungsanweisung unter Ansatz der häufigen Temperaturbelastung von  $\Delta T = 7 \text{ K}$  (orange) und unter Ansatz der seltenen Temperaturbelastung von  $\Delta T = 12 \text{ K}$  (magenta). Der Schnittpunkt mit der Linie

zentr. Vorspannung  $V_{\text{ext}}$  (grüne Linie)

Die einzuhaltenden Grenzwerte  $\Delta\sigma_{\text{zul}}$  und  $\Delta\sigma_{\text{ert}}$  sind entsprechend farblich als horizontale Linien hervor- gehoben.

In Tabelle 4-19 sind die ermittelten Schwingbreiten der rein rechnerischen Analyse (ohne Berücksichti- gung der Messung) für die betrachteten Nachweis stellen in der Zeile „Stufe 3 (70%V)“ aufgeführt.

- „ $\Delta\sigma$  (100%V)“ ist die rechn. Schwingbreite unter Ansatz der vollen Vor- spannung (ohne Messung, blaue Linie).
- „ $\Delta\sigma$  (70%V)“ ist die rechn. Schwingbreite unter Ansatz von 30 % Spann- kraftverlusten (ohne Messung, rote Linie)
- „ $\Delta\sigma$  (Monitoring)“ ist die kalibrierte Schwingbreite unter Ansatz der Messung (schwarz gestrichelte Linie).
- „ $\Delta\sigma$  ( $V_{\text{ext}}$ )“ ist die rechn. Schwingbreite unter Ansatz der Messung und unter Ansatz einer zur Nach- weiserfüllung erforderlichen

In der Zeile „Monitoring“ werden dem die Ergebni- se unter Verwendung der Erkenntnisse aus der Messung gegenübergestellt. Hierbei wurde ange- nommen, dass der Querschnitt bei KS 1, KS 3 und KS 4 bei einem Temperaturgradienten von 4,0 K und an den Bauabschnittsfugen SF 3 und SF 4 bei einem Gradienten von 0,0 K in den gerissenen Zu- stand übergeht.

Gegenüber dem rein rechnerischen Ergebnis nach Stufe 3 mit dem konservativen Ansatz von 30 % Spannkraftverlusten zeigt sich an allen betrachte- ten Nachweisstellen eine signifikante Reduktion der Schwingbreiten.

So kann mithilfe der Messung der rechnerische Nachweis an der KS 1 erbracht werden.

Koppelstellenbereich 1		KS 1			
		$\Delta T = 7 \text{ K}$	$\Delta T = 12 \text{ K}$		
$\Delta\sigma$ [MPa]	Grenzwert	75,6	108,0		
	Stufe 3 (70%V)	135,7	141,3		
	Monitoring (4,0 K)	26,7	105,0		
Verbesserung		-80,3 %	-25,7 %		
Koppelstellenbereich 3		KS 3		SF 3	
		$\Delta T = 7 \text{ K}$	$\Delta T = 12 \text{ K}$	$\Delta T = 7 \text{ K}$	$\Delta T = 12 \text{ K}$
$\Delta\sigma$ [MPa]	Grenzwert	75,6	108,0	110,0	
	Stufe 3 (70%V)	273,2	294,0	248,8	306,5
	Monitoring (4,0 K/0,0 K)	32,3	111,3	130,2	249,2
Verbesserung		-88,2 %	-62,1 %	-47,6 %	-18,6 %
Koppelstellenbereich 4		KS 4		SF 4	
		$\Delta T = 7 \text{ K}$	$\Delta T = 12 \text{ K}$	$\Delta T = 7 \text{ K}$	$\Delta T = 12 \text{ K}$
$\Delta\sigma$ [MPa]	Grenzwert	75,6	108,0	110,0	
	Stufe 3 (70%V)	346,0	397,4	285,3	347,5
	Monitoring (4,0 K/0,0 K)	43,7	144,7	124,9	250,5
Verbesserung		-87,8 %	-63,0 %	-56,2 %	-38,7 %

Tab. 4-19: Vergleich der rechnerischen Schwingbreiten nach Stufe 3 mit/ohne Ansatz der Ergebnisse des Monitorings

An der KS 3, KS 4 sowie an den Bauabschnittsfugen SF 3 und SF 4 kann der Ermüdungsnachweis weiterhin nicht erfüllt werden.

Besonders kritisch sind die Überschreitungen in den Fugenbereichen SF 3 und SF 4, da hier die rechnerischen Schwingbreiten bereits für einen häufigen Temperaturgradienten von  $\Delta T = 7 \text{ K}$  deutlich oberhalb der Dauerfestigkeit des Spannstahles von  $110 \text{ MPa}$  liegen.

In Anbetracht, dass sich bereits bei verhältnismäßig gemäßigten Witterungsbedingungen Temperaturgradienten von bis zu  $5,2 \text{ K}$  im Messzeitraum ergaben, kann damit eine Vorschädigung des Spannstahles in den Fugenbereichen nicht ausgeschlossen werden.

In Bild 4-44 wurde die erforderliche zentrische Vorspannkraft derart ermittelt, dass der rechnerische Ermüdungsnachweis gemäß Stufe 3 der Handlungsanweisung gerade erfüllt werden kann. Für eine Nachweiserfüllung wurde eine erforderliche zentrische Vorspannkraft von  $7,0 \text{ MN}$  für die maßgebenden Stellen im Koppelstellenbereich 3 (SF 3) und im Koppelstellenbereich 4 (SF 4) ermittelt.

Um einer möglichen Vorschädigung Rechnung zu tragen, wurde im Zuge der Ertüchtigung eine zentrische Vorspannkraft von  $12 \text{ MN}$  gewählt, sodass sich der Querschnitt bei einer häufigen Temperatur-

belastung von  $7 \text{ K}$  im überdrückten Zustand I befindet.

#### 4.5.7.6 Zusammenfassung und Fazit

Für die Innbrücke bei Passau wurde ein Koppelstellenmonitoring zur Begutachtung der Ermüdungsbruchgefahr des Spannstahles in den Koppelstellenbereichen 1, 3 und 4 durchgeführt.

Eine Ertüchtigung der Defizite durch eine externe Vorspannung des Überbaus wäre aufgrund der hohen zu verankernden Kräfte nicht möglich gewesen. Mit dem Ziel den Ertüchtigungsbedarf genauer zu quantifizieren wurde in den defizitären Bereichen ein Koppelfugenmonitoring durchgeführt.

Die Auswahl der Messstellen stützte sich auf die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung gemäß Stufe 3 der Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten.

Die besonderen klimatischen Bedingungen während des Messzeitraumes (keine Hitzeperiode, geringe Sonnenintensität im August/September) führten zu geringen Temperaturunterschieden im Querschnitt. Auf Grundlage der Querschnittstemperaturmessung wurde der vertikale Temperaturgradient  $\Delta T_v$  durch eine FE-Berechnung ermittelt und die

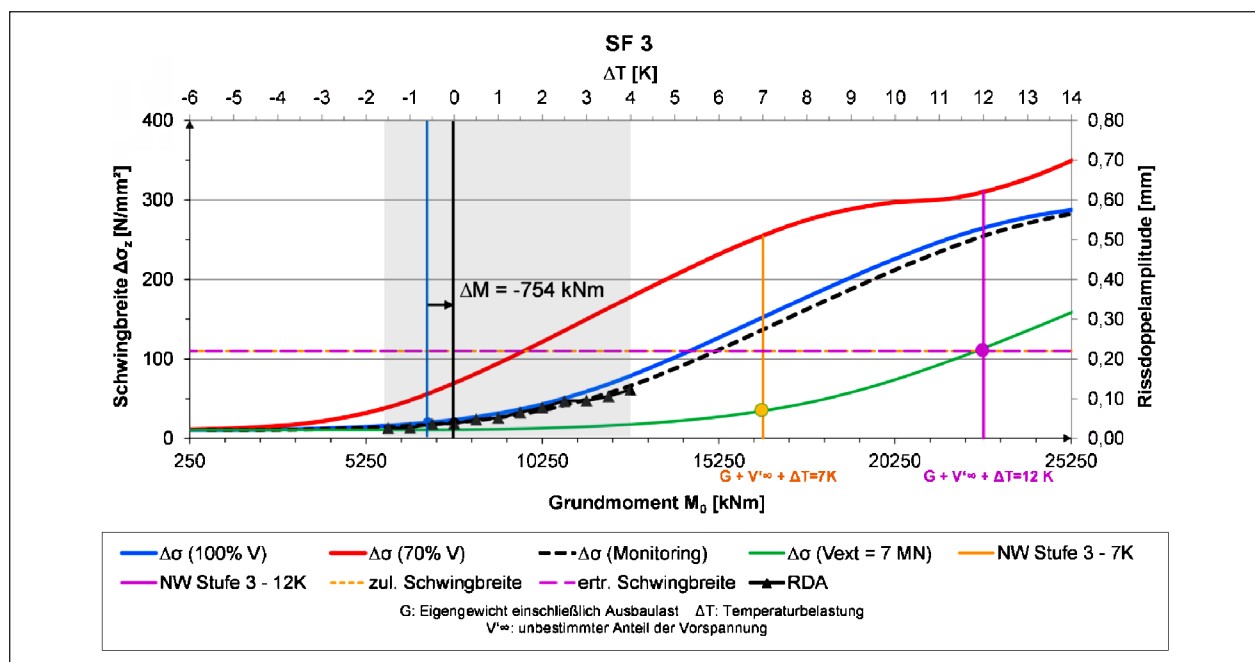


Bild 4-44: Grundmoment-Spannungsschwingbreiten-Diagramm für Bauabschnittsfuge SF 3 unter Ansatz von 30 % Spannkraftverlusten (rot), der vollen Vorspannung (blau), unter Ansatz der Messung (Annahme Rissöffnung bei  $\Delta T = 0,0 \text{ K}$ ) (schwarz) und einer Ertüchtigung mit einer zentrischen Vorspannung von  $V_{\text{ext}} = 7,0 \text{ MN}$  (grün)

Auftretenshäufigkeiten der erfassten Gradienten im Messzeitraum bestimmt. Es zeigte sich, dass der Querschnitt stark auf Temperaturänderungen reagiert, so wurden trotz der gemäßigten Witterungsbedingungen rechnerisch vertikale Temperaturunterschiede von bis zu 5,2 K erzielt.

Im Messzeitraum konnten nennenswerte Lkw-Überfahrten für Temperaturgradienten von  $\Delta T_v$  von -0,5 bis 4,0 K erfasst werden.

Die gemessenen Rissdoppelamplituden blieben dabei an den Koppelstellen KS 1, KS 3 und KS 4 annähernd auf einem konstanten Niveau. Es kann daher angenommen werden, dass sich der Querschnitt an diesen Stellen mindestens für die gemessenen Temperaturgradienten von -0,5 bis 4,0 K nicht im ausgeprägten Zustand II befindet.

An der Bauabschnittsfuge SF 3 und SF 4 zeigt sich ein deutlicher Anstieg der mittleren Rissdoppelamplituden in Abhängigkeit des rechnerischen Temperaturgradienten. Die Messung ergab, dass der Querschnitt in diesen Bereichen bei einem Gradienten von etwa 0,0 K in den Zustand II übergeht.

Die aus der Messung gewonnenen Erkenntnisse wurden verwendet, um die minimale Abweichung  $\Delta M$  zwischen rechnerischem Grundmoment und tatsächlichem Grundmoment zu quantifizieren, welche z. B. aus unplanmäßigen lokalen Spannkraftverlusten, Ungenauigkeiten bei der statischen Berechnung der Schnittgrößen aus ständigen Lasten, Abweichungen bei der rechnerischen Erfassung der Schnittgrößenumlagerung vom Bauzustand in den Endzustand, oder einer veränderten Belastung bzw. falschen Lastannahmen resultiert.

Das Vorgehen zur Ermittlung der Abweichung wurde erläutert. Das kalibrierte Grundmoment-Spannungsschwingbreiten-Diagramm wurde exemplarisch für die Nachweisstelle SF 3 ermittelt und das erforderliche Versatzmoment  $\Delta M$  bestimmt.

Gegenüber dem rein rechnerischen Ergebnis nach Stufe 3 der Handlungsanweisung mit dem konservativen Ansatz von 30 % Spannkraftverlusten zeigt sich, dass unter Verwendung der Messergebnisse an allen betrachteten Nachweisstellen eine signifikante Reduktion der Schwingbreiten möglich ist.

Mithilfe der Messung kann der formale Nachweis gemäß Stufe 3 an der Koppelstelle KS 1 erbracht werden. Auf eine Ertüchtigung des Koppelstellenbereichs 1 kann damit verzichtet werden.

An den übrigen Nachweisstellen im Koppelstellenbereich 3 und 4 kann der Nachweis weiterhin nicht

erbracht werden. Besonders kritisch sind die Überschreitungen in den Fugenbereichen (SF 3 und SF 4), da hier die rechnerischen Schwingbreiten bereits für einen häufigen Temperaturgradienten von  $\Delta T = 7$  K oberhalb der Dauerfestigkeit des Spannstahles liegen. Eine Vorschädigung des Spannstahles in den Fugenbereichen kann damit nicht ausgeschlossen werden.

Für die KS 3 und KS 4 ergibt sich ein sehr großes Versatzmoment, welches nicht allein auf Ungenauigkeiten bei der statischen Berechnung zurückgeführt werden kann, sondern auf eine Umlagerung der Zwangsmomente aus Temperatur und statisch unbestimmter Vorspannung infolge der starken Rissbildung hindeutet, die zu einer lokalen Entlastung der Koppelstellenbereiche geführt hat

Um eine fortschreitende Schädigung des Spannstahles zu Vermeidung wurde bereits eine Ertüchtigung mit umgelenkter und zentrischer Vorspannung umgesetzt. Um eine weitere Schädigung des Spannstahles auszuschließen wurde hierbei die erforderliche zentrische Vorspannung derart ermittelt, dass sich der Querschnitt unter einer häufigen Temperaturbeanspruchung von  $\Delta T = 7$  K im Zustand I verbleibt. Die erforderliche zentrische Vorspannkraft konnte mithilfe des Monitorings von rechnerisch 35 MPa – was einer Verdoppelung der vorhandenen Bestandsvorspannung entspricht – auf 12 MPa deutlich reduziert werden.

## 4.5.8 Fallbeispiel 2: Brücke über die Elbe, Hamburg

### 4.5.8.1 Bauwerk

Das Bauwerk wurde in den Jahren 1970 bis 1974 gebaut und ist mit einer Gesamtlänge von ca. 3,8 km nach der Hochstraße Elbmarsch die zweitlängste Straßenbrücke in Deutschland (Bild 4-47, (WEIHER 2015)).

Die Brücke wurde in drei Teilbauwerke unterteilt mit der Hochbrücke als Schrägseilbrücke in Stahlbauweise und Rampenüberbauten aus Spannbeton und (Bild 4-45).

Beim Überbau der 2.240 m langen Ostrampe handelt es sich um einen zweizelligen Hohlkastenträger. Er wurde in drei Teillose geteilt: Los 1.1 zwischen den Stützen 30 und 42 mit der Abfahrtsrampe Breslauer Straße sowie die Lose 1.2 und 1.3 zwischen den Stützen 0 und 30.

Im Rahmen der vorgestellten Monitoringmaßnahme wurden die Ostrampe, Los 1.3, und die Breslauer

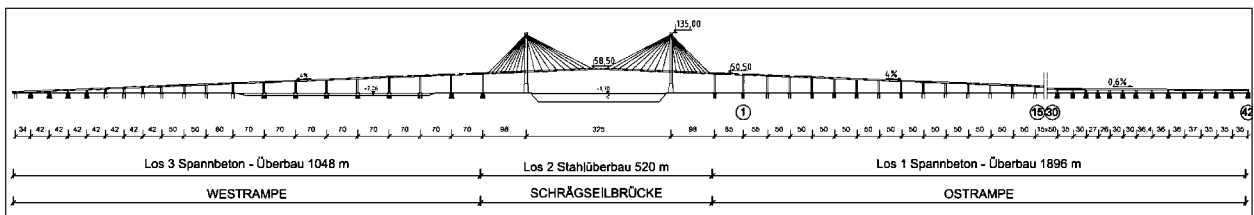


Bild 4-45: Ansicht der Brücke über die Elbe (WITTFHOHT 1975)



Bild 4-46: Brücke über die Elbe (Foto: matrix engineering GmbH)

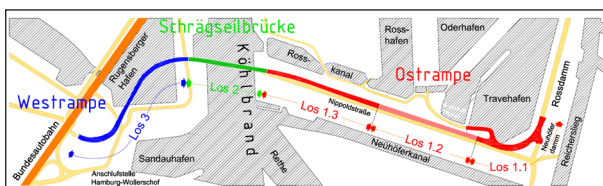


Bild 4-47: Lage des Bauwerks im Straßennetz (WEIHER 2015)

Rampe, Los 1.1, untersucht. Die Teilbauwerke haben gemein, dass sie für die Brückenklasse 60 nach DIN 1072 bemessen und auf vier Fahrspuren ausgelegt wurden. Daraus resultiert die Regelbreite der Brücke von 17,60 m, die sich vom Abfahrtsknoten Breslauer Straße bis zum Widerlager hin auf 27,60 m aufweitet, während sie im Bereich der Breslauer Rampe bis auf 13,58 m abnimmt (Bild 4-48).

Die Rampenüberbauten wurden als Durchlaufträger mit Feldweiten zwischen 55 und 65 m im Be-

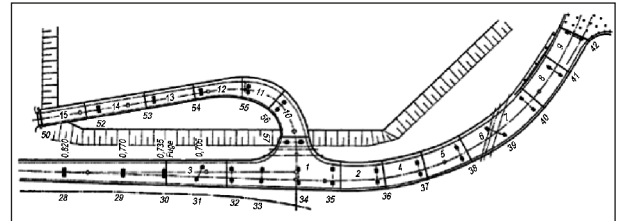


Bild 4-48: Los 1.1 mit Abfahrtsrampe Breslauer Straße (WITTFHOHT 1975)

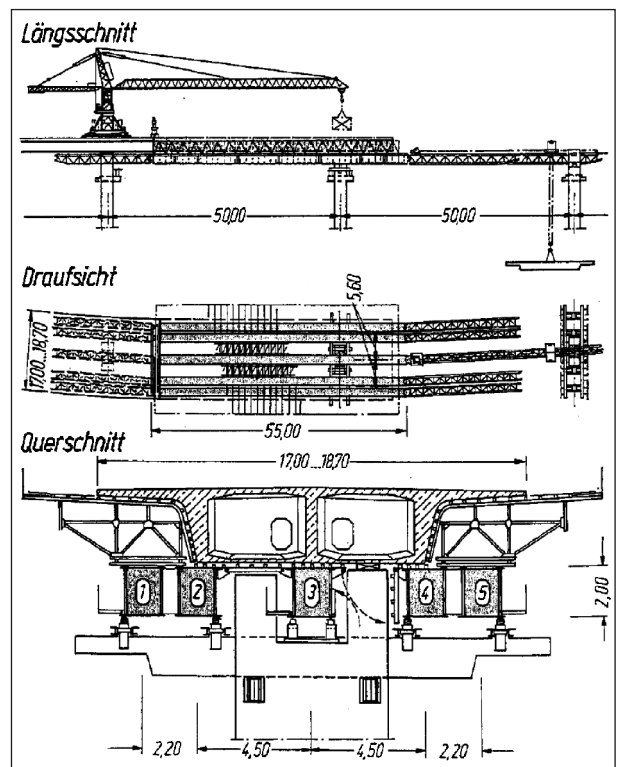


Bild 4-49: Vorschubrüstung für die Ostrampe (WITTFHOHT 1975)

reich der Ostrampe und 33 bis 49 m im Bereich der Breslauer Rampe ausgeführt. Die Durchlaufträger wurden abschnittsweise mit Vorschubrüstung hergestellt und die Arbeitsfugen wurden in den Bereichen angeordnet, in denen unter ständigen Lasten geringe Biegemomente auftreten (Bild 4-49). Die Vorspannung erfolgte mit dem Spanverfahren Polenzky & Zöllner gemäß Zulassung von 1969 (WEIHER 2015).



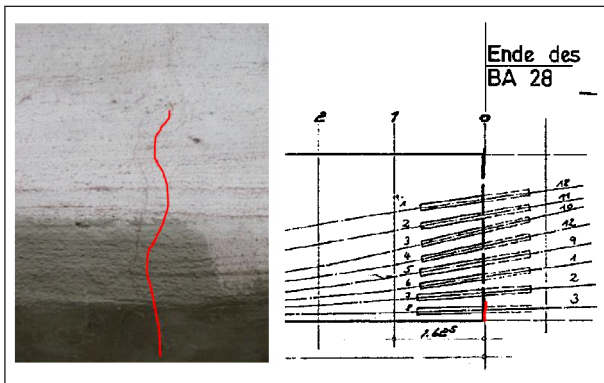


Bild 4-50: Koppelfuge – Riss und Planauszug

Zur Erfassung der aktuellen Schädigung an den Koppelfugen wurde daher vor Beginn des Monitorings eine Bauwerksbesichtigung durchgeführt.

Dabei zeigten sich z. T. deutlich offene Risse in den Stegen auf Höhe der unteren Spannglieder. Vereinzelt wurden auch Risse in der Fahrbahnplatte sowie Schrägrisse im Übergangsbereich zu den Außenstegen, d. h. auch auf Höhe der oberen Spanngliedlagen, festgestellt. Kalkausblühungen weisen ferner auf eine zumindest temporäre Durchfeuchtung der Bereiche hin.

Am gerissenen Querschnitt sind die Spannglieder unter Verkehrslast höheren Spannungsschwingbreiten ausgesetzt. Risse im Bereich der Spannstahlkopplungen sind daher ein wichtiger Indikator für ein erhöhtes Ermüdungsrisiko des Spannstahles. Die absolute Rissbreite spielt hierbei eher eine untergeordnete Rolle. Grundsätzlich sind auch Risse < 0,2 mm zu berücksichtigen.

Im Rahmen der Nachrechnung nach BASt Richtlinie durch die WTM Engineers GmbH, Hamburg, wurden die Koppelfugen nach BASt Handlungsanweisung betrachtet. Eine Ermüdungsbruchgefahr des Spannstahls an den Koppelstellen konnte bei einer rein rechnerischen Untersuchung auch nach Stufe 3 demnach nicht ausgeschlossen werden.

**4.5.8.2 Rechnerische Ergebnisse**

**Ostrampe, Los 1.3**

Das Messkonzept stützt sich auf die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung der Ermüdungsbruchgefahr der Kopplungen des Brückenüberbaus gemäß Stufe 3 der Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten (BASt, Ausgabe 1998).

KF	$\Delta T = 7\text{ K}$		zul $\Delta\sigma$	$\Delta T = 12\text{ K}$		ert $\Delta\sigma$
	$\Delta\sigma$			$\Delta\sigma$		
	1,0 V	0,7 V		1,0 V	0,7 V	
1	2	9		2	59	
2	160	203		196	216	
3	44	89		36	182	
4	11	164		102	190	
5-11	41	183	< 56	156	199	< 80
12	10	162		100	189	
13	9	159		100	187	
14	7	156		90	180	
15	3	51		22	146	

Tab. 4-20: Ergebnisse nach Stufe 3 der Handlungsanweisung (untere Spanngliedlage)

Die Ergebnisse der Untersuchung nach Stufe 3 sind in Tabelle 4-20 dargestellt.

Unter Ansatz 70 % Vorspannung zeigt sich an den KF 2 bis 8 für die Spannglieder bereits für die häufige Temperaturbelastung ( $\Delta T = 7\text{ K}$ ) eine z. T. deutliche Überschreitung der zulässigen Schwingbreite. Unter der seltenen Temperaturbelastung ( $\Delta T = 12\text{ K}$ ) nehmen die erreichten rechnerischen Schwingbreiten weiter zu und liegen für die KF 2 bis 9 über dem ertragenen Grenzwert.

Demnach ist der Spannstahl mit Ausnahme der KF 1 an allen untersuchten Koppelfugen nach Stufe 3 der Handlungsanweisung rechnerisch ermüdungsbruchgefährdet.

Besonders deutlich ist die Überschreitung der Grenzwerte für die betrachteten Spannglieder der KF 2. So wird bereits unter Ansatz der vollen Vorspannung und unter der häufigen Temperaturbelastung ( $\Delta T = 7\text{ K}$ ) die zulässige Schwingbreite deutlich überschritten. An den Regelkoppelfugen (d. h. KF 3 – 15) sind die erreichten rechnerischen Schwingbreiten der Spannglieder für die KF 5-11 etwas größer. So wird unter Ansatz der vollen Vorspannung und für den seltenen Temperaturlastfall ( $\Delta T = 12\text{ K}$ ) die ertragene Schwingbreite deutlich überschritten.

Aufgrund der festgestellten Risse an der Trägeroberseite wurde zusätzlich die rechnerische Ermüdungsbruchgefahr des Spannstahles der oberen Spanngliedlagen an der KF 3 nach Stufe 3 der Handlungsanweisung untersucht und in Tabelle 4-21 zusammengefasst.

Es zeigt sich, dass für die häufige Temperaturbelastung ( $\Delta T = 7\text{ K}$ ) unter Ansatz 30 % lokaler Spann-



KF	$\Delta T = 7 \text{ K}$		zul $\Delta\sigma$	$\Delta T = 12 \text{ K}$		ert $\Delta\sigma$
	$\Delta\sigma$			$\Delta\sigma$		
	1,0 V	0,7 V	1,0 V	0,7 V		
3	44	173		165	234	

Tab. 4-21: Ergebnisse nach Stufe 3 der Handlungsanweisung (obere Spanngliedlage)

kraftverluste sowie für den seltenen Temperaturlastfall ( $\Delta T = 12 \text{ K}$ ) unter Ansatz der vollen Vorspannung die Grenzwerte am Mittelsteg deutlich überschritten sind.

### Breslauer Rampe, Los 1.1

Der Nachweis der Ermüdungssicherheit des Spannstahles an den Kopplungen wurde in Anlehnung an den DIN-Fachbericht 101, 6.3.1.4, Tabelle 6.1 abweichend von der Handlungsanweisung unter Ansatz einer reduzierten Temperaturbelastung geführt.

Für Brückenüberbauten mit Hohlkastenquerschnitt (Belagdicke 70 mm) wurde gemäß Tabelle 6.1 die häufige Temperaturbelastung auf  $\Delta T_{\text{freq}} = 5,3 \text{ K}$  (statt 7 K) und die seltene Temperaturbelastung auf  $\Delta T_{\text{rare}} = 8,8 \text{ K}$  (statt 12 K) beschränkt.

Die getroffene Annahme eines reduzierten Temperaturlastmodells war im Zuge des Monitorings noch zu bestätigen.

Der Ermüdungsnachweis nach Stufe 2 der Handlungsanweisung konnte für das reduzierte Lastmodell mit Ausnahme von KF 3 und KF 4 bereits an allen untersuchten Nachweisstellen erbracht werden.

Die Ergebnisse der Untersuchung nach Stufe 3 sind in Tabelle 4-22 zusammengefasst.

Bei der genaueren rechnerischen Untersuchung gemäß Stufe 3 der Handlungsanweisung konnte ferner für die KF 4 der Ermüdungsnachweis erfüllt werden. Für die KF3 verblieben unter Ansatz von 30 % lokalen Spannkraftverlusten bereits für die häufige Temperaturbelastung ( $\Delta T = 5,3 \text{ K}$ ) deutliche Überschreitungen der zulässigen Schwingbreite. Demnach ist der Spannstahl an der KF 3 nach Stufe 3 der Handlungsanweisung rechnerisch ermüdungsbruchgefährdet.

KF	$\Delta T = 5,3 \text{ K}^1$		zul $\Delta\sigma$	$\Delta T = 8,8 \text{ K}^1$		ert $\Delta\sigma$
	$\Delta\sigma \text{ [MPa]}$			$\Delta\sigma \text{ [MPa]}$		
	0,7 V		0,7 V			
3	80		< 56	119		< 80
4	19			43		

<sup>1</sup> Annahme gemäß DIN Fachbericht 101, 6.3.1.4, Tabelle 6.1

Tab. 4-22: Ergebnisse nach Stufe 2 und 3 der Handlungsanweisung (untere Spanngliedlage)

### 4.5.8.3 Auswahl der Messstellen

#### Ostrampe, Los 1.3

Aufgrund der Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung und den Schadensaufzeichnungen wurden Messungen an den KF 2 und 5 auf Höhe der unteren Spanngliedlage sowie Temperaturmessungen durchgeführt. Die Messungen an der KF 5 sind aufgrund vergleichbarer Randbedingungen (Feldweiten, Beanspruchung, Querschnittsgeometrie) auf die Koppelfugen im Regelquerschnittsbereich zwischen Achse 5 und 11 übertragbar.

Zusätzlich wurden Messungen bei KF 3 vorgesehen, da hier die Rissbildung auf Höhe der obersten Spannglieder am ausgeprägtesten ist. KF 3 liegt im ersten Regelfeld und die Schnittgrößen im Fugenebereich können hier am stärksten von dem benachbarten 55 m Feld beeinflusst werden. Die rechnerischen Ergebnisse für die oberen Kopplungen bestätigen, dass von einer Ermüdungsbruchgefahr des Spannstahles ausgegangen werden muss.

Da bei der Brückenhauptprüfung an mehreren Koppelfugen Risse im Bereich der oberen Kopplungen beobachtet wurden, und zudem die Regelfugen KF 3-15 identisch ausgebildet sind, ist ein rechnerisches Ermüdungsbruchpotenzial des Spannstahles der oberen Spanngliedlagen nicht auszuschließen. Die Messungen an der KF 3 sind daher auf die übrigen Koppelfugen übertragbar.

#### Breslauer Rampe, Los 1.1

Aufgrund der Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung und den Schadensaufzeichnungen wurden Messungen an der KF 3 auf Höhe der unteren Spanngliedlage sowie Temperaturmessungen zur Erfassung der Querschnittstemperaturen durchgeführt.

4.5.8.4 Beobachtungen und Messergebnisse

Ostrampe, Los 1.3

Das Monitoring an der Ostrampe der Brücke über die Elbe, Hamburg, wurde über einen Zeitraum von acht Monaten von August 2013 bis März 2014 durchgeführt. Es wurden drei der 8 defizitären Koppelfugen mit insgesamt 14 Rissensoren instrumentiert. Die Messungen sind aufgrund vergleichbarer Randbedingungen (Feldweiten, Beanspruchung, Querschnittsgeometrie) auf die übrigen defizitären Koppelfugen übertragbar. Zusätzlich wurden 12 Temperatursensoren zur Erfassung des Temperaturfeldes verwendet. Zwei weitere Sensoren wurden zur Erfassung der Außenlufttemperatur und der Lufttemperatur im Hohlkasten installiert.

Die Messkanäle der 14 Rissensoren werden mit 50 Hz abgetastet und die Signale werden über eine Dauer von 30 Sekunden alle 20 Minuten abgespeichert. Zusätzlich werden alle 20 Minuten die Querschnittstemperaturen (insgesamt 12 Sensoren) sowie die Hohlkasten- und Außenlufttemperatur gespeichert.

Bild 4-51 ist exemplarisch der Regelfugenquerschnitt dargestellt.

Bild 4-52 zeigt den Verlauf der an der Ostrampe gemessenen Querschnittstemperaturen über sieben Tage sowie den rechnerisch ermittelte vertikalen Temperaturgradienten  $\Delta T$ .

Infolge sehr gemäßigter Witterungsbedingungen (keine ausgeprägte Hitzeperiode) konnten im Messzeitraum nur geringe Temperaturdifferenzen zwischen Fahrbahnplatte und Bodenplatte von maximal 5,1 K erfasst werden. Aufgrund der besonderen Charakteristik des Querschnitts wie z. B. die massigen Stege, die große Überbauhöhe, der geringe Querschnittsanteil der Fahrbahnplatte am Gesamtquerschnitt reagiert dieser relativ träge auf Temperaturänderungen. So ergeben sich rechnerisch deutlich kleinere vertikale Temperaturunterschiede  $\Delta T$  von maximal 3,0 K.

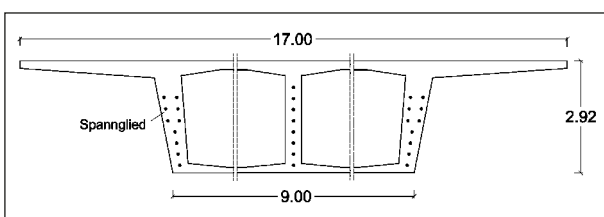


Bild 4-51: Koppelfugenquerschnitt der Ostrampe, Los 1.3

In Bild 4-52 sind Auftretenshäufigkeiten der erfassten vertikalen Temperaturgradienten sowie die zugehörigen Rissdoppelamplituden beispielhaft für den Sensor R2 am südlichen Außensteg illustriert.

Es zeigte sich, dass die mittleren Rissdoppelamplituden für die erfassten Temperaturgradienten an allen Koppelfugen annähernd auf einem konstanten Niveau bleiben, d. h. ein Öffnen der Fuge konnte nicht beobachtet werden.

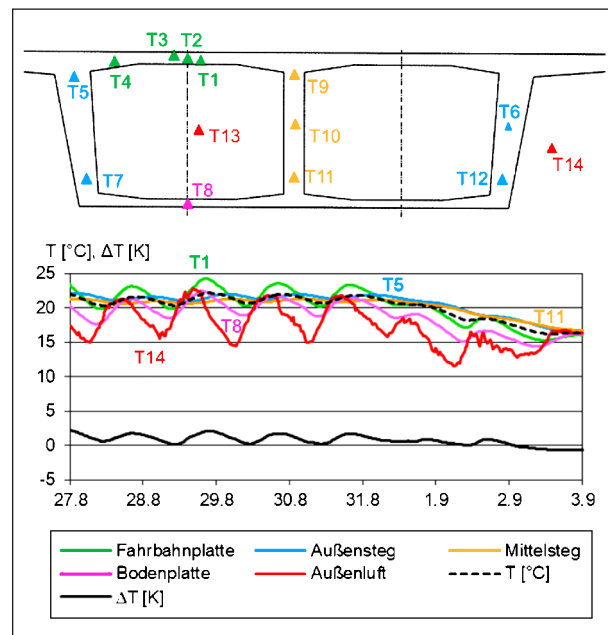


Bild 4-52: Gemessene Temperaturen und berechneter Temperaturgradient  $\Delta T$

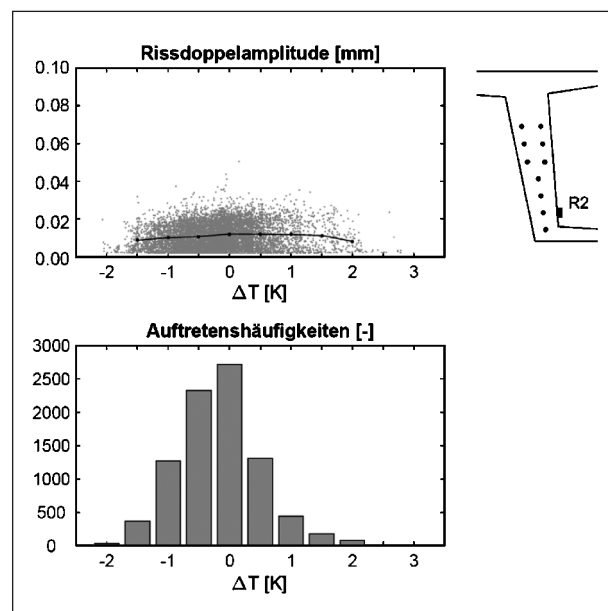


Bild 4-53: Erfasste Temperaturgradienten und Rissdoppelamplituden für den Sensor R2 der Ostrampe

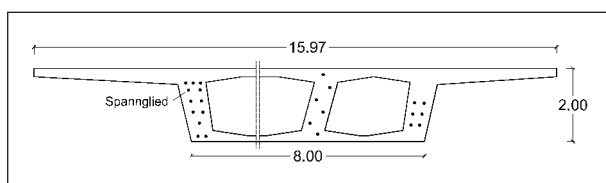


Bild 4-54: Koppelfugenquerschnitt der Breslauer Rampe, Los 1.1

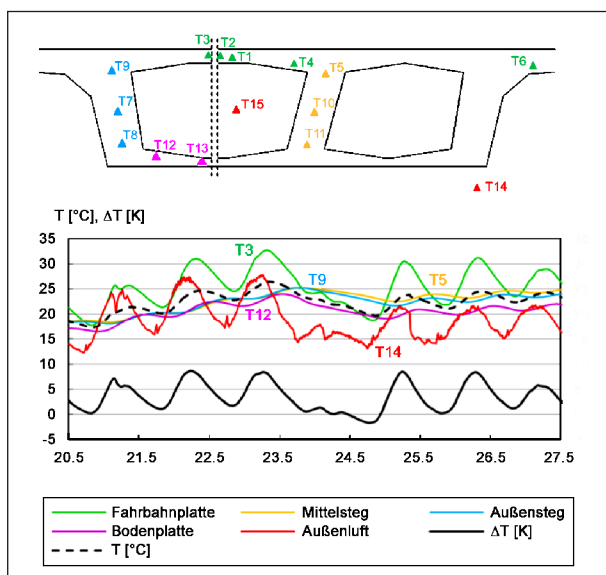


Bild 4-55: Gemessene Temperaturen und berechneter Temperaturgradient  $\Delta T$

### Breslauer Rampe, Los 1.1

Das Monitoring an der Breslauer Rampe wurde über einen Zeitraum von vier Monaten von Mai bis August 2014 durchgeführt. Es wurde eine Koppelfuge mit fünf Rissensoren und 15 Temperatursensoren instrumentiert, vgl. Bild 4-55.

Wie zuvor wurden die Messkanäle der 5 Rissensoren mit 50 Hz abgetastet und die Signale werden über eine Dauer von 30 Sekunden alle 20 Minuten abgespeichert. Zusätzlich werden alle 20 Minuten die Querschnittstemperaturen (sowie die Hohlkasten- und Außenlufttemperatur gespeichert).

In Bild 4-54 ist der Querschnitt der untersuchten Fuge dargestellt.

Bild 4-55 zeigt exemplarisch einen Auszug der an der Breslauer Rampe gemessenen Querschnittstemperaturen über sieben Tage sowie den rechnerisch ermittelten vertikalen Temperaturgradienten  $\Delta T$ . Die klimatischen Bedingungen im Messzeitraum (lange Schönwetterperiode, hohe Sonnenintensität im Juni/Juli, kühle Nächte im Mai) führten zu nennenswerten Temperaturunterschieden von bis

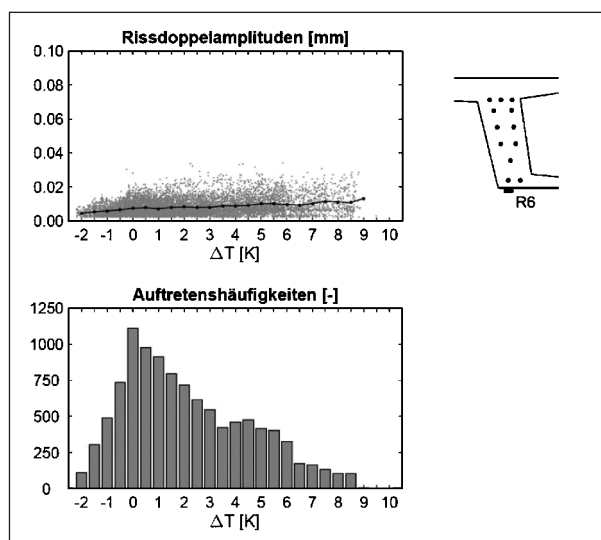


Bild 4-56: Erfasste Temperaturgradienten und Rissdoppelamplituden für den Sensor R6 an der Breslauer Rampe

13,5 K im Querschnitt. Die ermittelten Werte des vertikalen Temperaturgradienten  $\Delta T$  sind etwas geringer und betragen maximal 10,5 K.

Die Auswertung der Temperatur- und Rissbreitenmessung ist in Bild 4-56 beispielhaft für den Sensor R6 am nördlichen Außensteg zusammengefasst. Trotz der deutlich höheren Gradienten konnte auch hier keine Rissöffnung beobachtet werden. So blieben die Rissdoppelamplituden annähernd auf einem konstanten Niveau.

#### 4.5.8.5 Auswertung der Ergebnisse

##### Widerstandsseite

Sowohl an der Breslauer Rampe als auch an der Ostrampe wurde im Messzeitraum keine Rissöffnung beobachtet. So verblieben die mittleren Rissdoppelamplituden für die erfassten Temperaturgradienten an allen Koppelfugen annähernd auf einem konstanten Niveau von  $\leq 15 \mu\text{m}$ .

Es kann daher angenommen werden, dass sich der Querschnitt mindestens für die gemessenen Temperaturgradienten nicht im Zustand II befindet. Es kann somit ein unterer Wert des Rissöffnungsmomentes als Eingangsgröße für den rechnerischen Nachweis angegeben werden.

Mit dem vorgestellten Verfahren wurden z. T. deutliche Abweichungen im rechnerischen Grundmoment von bis zu -2.400 kNm ermittelt. Es zeigte sich, dass die theoretische Annahme von 30 % lokale Spannkraftverluste, wie sie bei einer rein rech-

nerischen Betrachtung gemäß Handlungsanweisung anzusetzen ist, für das vorliegende Bauwerk deutlich zu konservativ ist. Durch die Erfassung des tatsächlichen Bauwerkzustandes konnte damit eine signifikante Reduktion (bis zu 75 %) der rechnerischen Schwingbreiten des Spannstahles an den untersuchten Kopplungen erzielt werden (WEIHER 2015).

### Lastseite

In der Nachrechnungsrichtlinie sind für den Ermüdungsnachweis von Koppelfugenquerschnitten Auftretenshäufigkeiten des vertikalen Temperaturunterschiedes in Abhängigkeit der Überbaugeometrie (Hohlkasten, Plattenbalken, Platte) sowie einer Belagdicke von 50 mm angegeben.

Im Nachweiskonzept gemäß Handlungsanweisung wird auf eine derartige Differenzierung hinsichtlich der Querschnittsform verzichtet und pauschal ein häufiger Temperaturgradient  $\Delta T_{\text{freq}}$  von 7 K (Wiederkehrperiode 2 Wochen, blaue Linie in Bild 4-57) und ein seltener Gradient  $\Delta T_{\text{rare}}$  von 12 K (Wiederkehrperiode 50 Jahre, grüne Linie in Bild 4-57) angesetzt.

Diese globale Betrachtungsweise führt insbesondere bei Hohlkastenträgern, die in der Regel träger auf Temperaturänderungen reagieren als beispielsweise Überbauten mit Platten- oder Plattenbalkengeometrie, zu konservativen Bemessungsansätzen (WEIHER 2015). Da an der Ostrampe nur sehr kleine vertikale Temperaturgradienten von bis zu 2,8 K erfasst wurden, stellte sich die Frage, ob eine Reduktion der Bemessungsansätze möglich ist.

Zur Abschätzung eines bauwerksspezifischen Temperaturlastmodells sind i. d. R. Temperaturmessungen

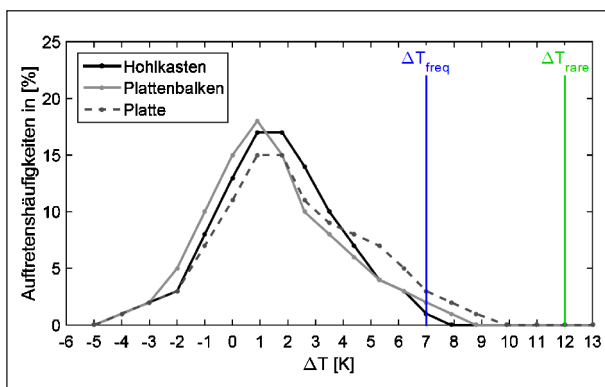


Bild 4-57: Auftretenshäufigkeiten des vertikalen Temperaturgradienten (Belagdicke 70 mm) gemäß Handlungsanweisung (BMVBS 2011b)

gen über einen repräsentativen Zeitraum, d. h. mindestens ein Jahrgang, erforderlich. Um eine größere Grundgesamtheit an Messdaten zu genießen, wurde die Übertragbarkeit der an der Ostrampe im Zeitraum August 2013 bis März 2014 sowie der an der Breslauer Rampe im Zeitraum Mai 2014 bis August 2014 erfassten Temperaturdaten auf den jeweils anderen Überbauquerschnitt geprüft.

Hierzu wurden die Querschnittsgeometrie beider Überbauten im Bereich der Temperatursensoren und der Verlauf der Querschnittstemperaturen analysiert. Der Vergleich ergab, dass die Messdaten der Sensoren der Fahrbahn- und Bodenplatte sowie die Sensoren am Steganschluss an der Ober- und Unterseite durch die große geometrische Ähnlichkeit der Überbauquerschnitte übertragbar sind, jedoch die Temperaturdaten der Stege aufgrund abweichender Überbauhöhen nicht herangezogen werden können (WEIHER 2015).

Zum anderen wurden für das Temperaturverhalten wesentliche Einflussgrößen wie die Brückenorientierung, die Fahrbahnneigung und die Belagdicke verglichen. Es zeigte sich, dass beide Überbauten hinsichtlich der Orientierung (Ost-West-Richtung) und Belagdicke (70 mm) vergleichbar sind, sich jedoch hinsichtlich der Fahrbahnneigung unterscheiden. So weisen beide Überbauten zwar ein vierprozentiges Gefälle auf, jedoch ist die Ostrampe in Ostrichtung und die Breslauer Rampe in Westrichtung geneigt. Aufgrund des steileren Einfallwinkels der Sonne ab der Mittagszeit (maximale Sonnenintensität) führt dies zu einer etwas stärkeren Erwärmung der Fahrbahnplatte der Breslauer Rampe.

Insgesamt besteht eine große Ähnlichkeit beider Überbauquerschnitte im Bereich der untersuchten Koppelfugen, sodass der Übertrag der Messdaten auf den jeweils anderen Überbau möglich war. Es ist jedoch zu beachten, dass das Zusammenfassen von Messdaten und übertragenen Daten zu einer Unschärfe führt, die bei der Bewertung der Ergebnisse zu berücksichtigen ist.

In Bild 4-58 ist für die im Zeitraum Mai bis August 2014 an der Breslauer Rampe erfassten Querschnittstemperaturen der zeitliche Verlauf des Temperaturgradienten für die Breslauer Rampe in grau sowie der durch Datenübertrag für den Brückenüberbau der Ostrampe abgeschätzte Verlauf in rot dargestellt.

Es zeigt sich, dass der Überbauquerschnitt der Ostrampe gegenüber der Breslauer Rampe rechne-

risch etwas träger auf Temperaturänderungen reagiert.

In Bild 4-59 sind Auftretenshäufigkeiten des rechnerischen Temperaturunterschiedes  $\Delta T$  in [%] bezogen auf die Auftretensdauer für die durch Messung und Übertrag erfassten Daten dargestellt und den Häufigkeiten gemäß Nachrechnungsrichtlinie gegenübergestellt.

Die Ermittlung der Verteilung erfolgte dabei gemäß des vom Bundesministerium für Verkehr herausgebenden Forschungsberichtes Heft 715 (FRENZEL 1996) zur Bestimmung von Kombinationsbeiwerten und -regeln für Einwirkungen aus Verkehrs- und Temperaturbeanspruchungen (FRENZEL 1996).

Gemäß Heft 715 wurden zur Bestimmung der positiven Temperaturunterschiede die Messdaten der Monate April bis einschließlich September und für die Ermittlung der negativen Temperaturunterschiede die Daten der Monate Oktober bis einschließlich März herangezogen. Auf Grundlage der Daten wurden dann jeweils das Tagesminimum (maßgebend für  $\Delta T \leq 0$ ) und das Tagesmaximum (maßgebend

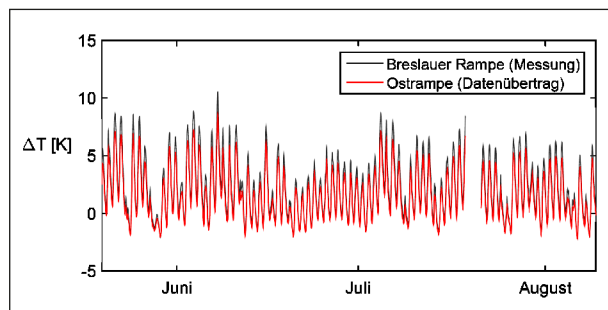


Bild 4-58: Vertikaler Temperaturgradient  $\Delta T$  (Zeitraum Mai bis August 2014) an der Breslauer Rampe (grau) sowie an der Ostrampe durch Datenübertrag (rot)

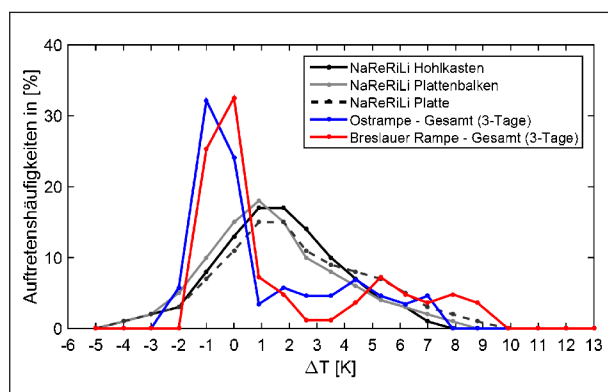


Bild 4-59: Vergleich der gemessenen 3-Tagesgesamtverteilung mit den Häufigkeitsverteilungen gemäß Nachrechnungsrichtlinie (BMVBS 2011b)

für  $\Delta T \geq 0$ ) des aus Messung und Übertrag bestimmten rechnerischen Temperaturgradienten ermittelt. Gemäß Heft 715 tritt eine stochastisch unabhängige Realisation des Temperaturunterschiedes im Mittel nur alle drei Tage auf. Diese Annahme wurde übernommen und bei der statistischen Auswertung die Temperaturgradienten nur alle drei Tage berücksichtigt (WEIHER 2015).

Die Gesamtverteilung der Breslauer Rampe zeigt, dass der Querschnitt der Breslauer Rampe (rot Linie) für Temperaturgradienten größer als 5,0 K ähnlich einer Platte (grau gestrichelt) auf Temperaturänderungen reagiert. Der Querschnitt der Ostrampe (blaue Linie) zeigt bei vergleichbaren Witterungsbedingungen hingegen für Temperaturgradienten größer als 4,5 K ein für Hohlkastenquerschnitte typisches Temperaturverhalten (schwarze Linie).

Auf Grundlage der ermittelten 3-Tages-Häufigkeitsverteilung und unter der Annahme, dass der vertikale Temperaturgradient einer Extremwertverteilung des Typs III folgt (FRENZEL 1996) wurde der seltene und häufige Grenzwert des vertikalen positiven Temperaturgradienten aus dem 0,1 % ( $\Delta T_{rare}$ ) bzw. 21,4 % ( $\Delta T_{freq}$ ) Fraktilwert abgeleitet.

Sie sind in Tabelle 4-23 zusammengefasst und den Werten des häufigen und seltenen Temperaturlastfalls gemäß Handlungsanweisung von  $\Delta T_{freq} = 7 \text{ K}$  und  $\Delta T_{rare} = 12 \text{ K}$  sowie den Grenzwerten für Überbauten mit Hohlkasten-, Platten- und Plattenbalkengeometrie für eine Belagdicke von 70 mm gemäß DIN-Fachbericht 101 gegenübergestellt.

Es zeigt sich, dass die für den Brückenüberbau der Breslauer Rampe ermittelten seltenen und häufigen Grenzwerte des vertikalen Temperaturgradienten von  $\Delta T_{rare} = 11,6 \text{ K}$  und  $\Delta T_{freq} = 6,7 \text{ K}$  sehr ähnlich

	Breslauer Rampe Los 1.1		Ostrampe Los 1.3	
	$\Delta T_{freq}$ [K]	$\Delta T_{rare}$ [K]	$\Delta T_{freq}$ [K]	$\Delta T_{rare}$ [K]
Messung und Übertrag	6,7	11,6	4,7	9,1
Handlungsanweisung	7,0	12,0	7,0	12,0
DIN-Fachbericht „Hohlkasten“	5,3	8,8	5,3	8,8
DIN-Fachbericht „Platte“/„Plattenbalken“	7,9	13,2	7,9	13,2

Tab. 4-23: Häufige und seltene Grenzwerte des vertikalen Temperaturgradienten



zu den Werten gemäß Handlungsanweisung sind. Die Werte liegen geringfügig unterhalb der gemäß DIN-Fachbericht für Platten und Plattenbalken anzusetzenden Grenzwerte. Eine Reduktion des Temperaturlastmodells war in diesem Fall daher nicht gerechtfertigt.

Für den Brückenüberbau der Ostrampe ergibt sich aus der Messung ein seltener Temperaturgradient von  $\Delta T_{rare} = 9,1 \text{ K}$  und ein häufiger Gradient von  $\Delta T_{freq} = 4,7 \text{ K}$ . Die Werte liegen somit im Bereich der gemäß DIN-Fachbericht 101, 2009 für Hohlkastenträger angegebenen Grenzwerte.

Beim rechnerischen Nachweis nach Stufe 3 der Handlungsanweisung konnten daher die Temperaturansätze auf die Werte des DIN-Fachberichts reduziert werden.

#### 4.5.8.6 Fazit und Zusammenfassung

Es wurde ein zerstörungsfreies Koppelfugenmonitoring zur Begutachtung der Ermüdungsbruchgefahr des Spannstahles an den Kopplungen für die Teilbauwerke Los 1.1 und Los 1.3 der Brücke über die Elbe, Hamburg, vorgestellt.

Ziel des Monitorings war eine realitätsnahe und bauwerksbezogene Erfassung der ermüdungsrelevanten Beanspruchung infolge Verkehr und Temperaturbelastung. Hierzu wurden Rissbreitenmessungen am Querschnitt durchgeführt. Zusätzlich wurde der Überbau mit Temperatursensoren zur Bestimmung der Temperaturverteilung über den Querschnitt ausgestattet.

Mit dem vorgestellten Verfahren konnte gezeigt werden, dass die theoretischen Annahmen für das vorliegende Bauwerk deutlich zu konservativ sind. Durch die Erfassung des tatsächlichen Bauwerkzustandes konnte damit eine signifikante Reduktion von bis zu 75 % der rechnerischen Schwingbreiten des Spannstahles an den untersuchten Kopplungen erzielt werden.

Ferner wurde das Temperaturverhalten der untersuchten Brückenüberbauquerschnitte im Bereich der Spanngliedkopplungen erfasst und statistisch ausgewertet.

Aufgrund der Ähnlichkeit der Fahrbahn- und Bodenplattengeometrie des Brückenüberbaus der Ostrampe (Los 1.3) und der Breslauer Rampe (Los 1.1) der Brücke über die Elbe im Bereich der untersuchten Koppelfugenbereich war es möglich, einen Teil

der im Rahmen des Koppelfugenmonitorings an der Ostrampe im Zeitraum August 2013 bis März 2014 sowie an der Breslauer Rampe im Zeitraum Mai bis August 2014 erfassten Querschnittstemperaturen auf den jeweils anderen Querschnitt zu übertragen. Ziel war es, eine größere Gesamtheit an Temperatureignissen abzubilden und ein geeignetes bauwerksspezifisches Temperaturlastmodell abzuschätzen.

Es zeigte sich, dass der Überbau der Ostrampe bei vergleichbaren Witterungsbedingungen etwas träger auf Temperaturänderungen reagiert als der Querschnitt der Breslauer Rampe.

Mithilfe einer statistischen Auswertung der Messdaten wurden die Häufigkeiten des vertikalen Temperaturgradienten bezogen auf die Auftretensdauer während des Messzeitraums bestimmt. Die ermittelten Verteilungen wurden mit den in der Nachrechnungsrichtlinie in Abhängigkeit der Querschnittsform angegebenen Häufigkeitsverteilungen verglichen.

So konnte gezeigt werden, dass der Querschnitt der Ostrampe ein für Hohlkastenträger typisches Temperaturverhalten aufweist, während der Überbau der Breslauer Rampe eher vergleichbar einer Platte auf Temperaturänderungen reagiert.

Beim rechnerischen Nachweis nach Stufe 3 der Handlungsanweisung war somit für den Überbau der Ostrampe eine Reduktion der Temperaturansätze für den häufigen Temperaturlastfall von 7 K auf 5,3 K und für den seltenen Temperaturlastfall von 12 K auf 8,8 K gemäß DIN-Fachbericht 101 möglich, während für die Breslauer Rampe eine Anpassung der Grenzwerte nicht gerechtfertigt war.

Das vorgestellte Monitoringkonzept erlaubt damit nicht nur den tatsächlichen Bauwerkswiderstand zerstörungsfrei zu erfassen, sondern ermöglicht ein bauwerksbezogenes Temperaturlastmodell abzuleiten.

Mithilfe der Untersuchung konnten die Nachweise erfüllt und auf eine Ertüchtigung des Bauwerks verzichtet werden.

#### 4.5.9 Fazit

Der Einsatz von Messtechnik beim Nachweis der Ermüdungsbruchgefahr des Spannstahls an Koppelfugen stellt eine leistungsfähige Möglichkeit dar, über die Bestimmung des Grundmoments die Ge-

führung bauwerksbezogen realistisch und dabei oftmals deutlich günstiger als die rein theoretische Betrachtung zu bewerten. Bei entsprechender Datenlage kann nicht nur der Widerstand sondern auch die Einwirkungen (Anzahl Überfahrten, Verkehrszusammensetzung und Temperaturgradient) bauwerksbezogen festgelegt werden.

In der Regel verbleiben dann nur mehr wenige Bauwerke/Koppelfugen, die mit den gängigen Methoden verstärkt werden müssen.

Die grundlegenden Anforderungen an den sinnvollen und zielführenden Einsatz von Messtechnik sind relativ hoch, da ein geeignetes Messkonzept aufgestellt werden muss und vorab ein Bauwerksmodell erstellt werden muss. Die Hardware (Sensoren, Datenverarbeitung) selbst dagegen ist mittlerweile relativ kostengünstig.

Im Rahmen von Nachrechnungen größerer Brücken werden aber geeignete Modelle sowieso aufgestellt. Die Installation der Sensorik und der langfristige Betrieb (sinnvoll sind ca. 3-6 Monate, je nach Witterung und Jahreszeit) stellen ebenfalls einen gewissen Aufwand dar, der i. d. R. aber deutlich niedriger ist, als jegliche Ertüchtigungsmaßnahme.

Die gezeigten Fallstudien zeigen eindrucksvoll, welchen Erfolg Monitoring von Koppelfugen erreichen kann.

#### 4.6 Vergleichsrechnungen mit den Vorschlägen zur Modifizierung

Im Folgenden werden die Ermüdungsnachweise mit dem überarbeiteten Nachweiskonzept beispielhaft für eine Nachrechnung einer Straßenbrücke in Längsrichtung durchgeführt. Hierbei werden Stufe 1 und 2 gemäß den Modifizierungen der Nachrechnungsrichtlinie gerechnet.

##### Bauwerk

Bei der Straßenbrücke handelt es sich um einen dreistegigen, vorgespannten Plattenbalken mit ei-

ner Gesamtspannweite von 224 m. Er überführt in 6 Feldern eine Bundesstraße. Die Spannweiten betragen 30 m – 4 x 41 m – 30 m. Die Höhe des Querschnitts beträgt 1,82 m.

Für das Bauwerk werden folgende Randbedingungen festgelegt:

- 2 Lkw-Fahstreifen

$$N_{\text{obs}} = 0,5 \cdot 10^6 \text{ Lkw pro Jahr und Lkw-Fahstreifen}$$

##### Material

- Beton: C35/45
- Betonstahl: BSt 420S
- Spannstahl: St 1.470/1.665

##### Vorspannung

In Längsrichtung ist das Bauwerk mit Litzenspanngliedern mit jeweils 42 Litzen a 7 mm Durchmesser vorgespannt ( $A_p = 16,16 \text{ cm}^2$ ). In den Arbeitsfugen werden 7 bzw. 8 Spannglieder gekoppelt. 2 bzw. 3 weitere laufen durch die Fuge und werden versetzt verankert.

##### Grundlage für Nachweise

Als Grundlage für die Nachweise werden unterschiedliche Lastmodelle bzw. Einwirkungskombinationen angewendet. Grundsätzlich sind die im DIN EN 1992-2/NA (DIN-Fachbericht 102) genannten Einwirkungen im Ermüdungsnachweis zu berücksichtigen:

- Konstruktionseigengewicht ( $M_{k,G}$ ) und Ausbaulast ( $M_{k,G1}$ )
- Wahrscheinliche Setzungen ( $M_{k,\Delta S}$ ): Für dieses Beispiel wird 1 cm Stützensenkung angenommen
- Temperatur ( $M_{k,\Delta T M}$ ): Ansatz des häufigen linearen Temperaturgradienten gemäß DIN-Fachbericht 101 von  $\Delta T_{M,\text{pos}} = 15 \text{ K}$  bzw.  $\Delta T_{M,\text{neg}} = -8 \text{ K}$ .

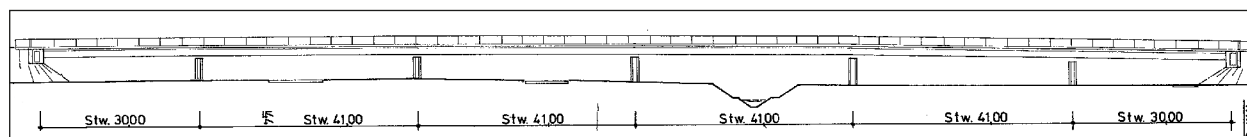


Bild 4-60: Ansicht Bauwerk B233 Seseke

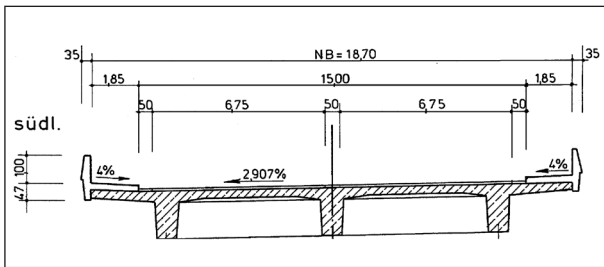


Bild 4-61: Querschnitt an der Koppelfuge B233 Seseke

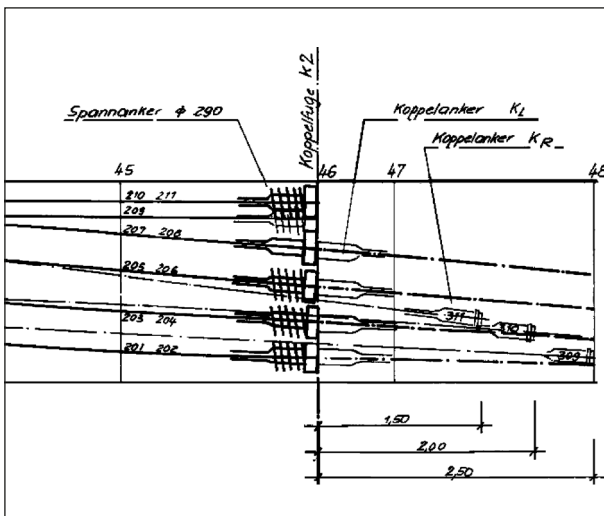


Bild 4-62: Detail Koppelfuge Mittelträger

Die Überlagerung erfolgt mittels der häufigen Einwirkungskombination. Der Ermüdungsnachweis in Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie wird mit dem Ermüdungslastmodell 3 in ungünstigster Stellung durchgeführt. Der Nachweis in Stufe 2 erfolgt anhand des Vorschlags mit ELM 3 sowie der explizite Betriebsfestigkeitsnachweis mit ELM 4. Die Nachweisführung erfolgt beispielhaft an Koppelfuge 2 am Mittelträger. Diese liegt 9,00 m = 0,22 \* l von der Stützenachse entfernt.

Die Schnittgrößen werden an einem Trägerrost ermittelt. Die drei Balken sind als Stäbe mit einer lastverteilenden Fahrbahnplatte eingegeben. Um numerischen Problemen vorzubeugen ist die Längsteifigkeit der Platte mit 1 % angenommen.

Das Verkehrslastmodell wird mittig auf dem Balken platziert, um maximale Schnittgrößen zu erzeugen. Auf die detaillierte Beschreibung der Berechnung wird verzichtet. In Tabelle 4-24 sind die in das Grundmoment eingehenden Schnittgrößen für den Nachweisschnitt im Mittelträger dargestellt.

Einwirkung		Biegemoment [kNm]	
		M <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>
Konstruktionseigengewicht	M <sub>k,G</sub>	1.007	
Ausbaulast	M <sub>k,G1</sub>	-80	
wahrscheinliche Setzungen	M <sub>k,ΔS</sub>	658	
Linearer Temperaturgradient	M <sub>k,ΔTM</sub>	2.082	
statisch bestimmte Vorspannung t = ∞	M <sub>k,P,dir</sub>	-8.781	
statisch unbestimmte Vorspannung t = ∞	M <sub>k,P,ind</sub>	7.147	
<b>Lastmodell 1</b>			
Flächenlasten (UDL)	M <sub>k,UDL</sub>	2.672	
<b>Ermüdungslastmodell 3</b>			
Ermüdungslastmodell 3	M <sub>k,ELM3</sub>	-524	871

Tab. 4-24: Biegemomente an der Koppelfuge, Mittelträger für den Ermüdungsnachweis in Längsrichtung

Die statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung wird auf der Seite der Bauteilwiderstände in Form der Momenten-Spannstahlspannung-Kurve berücksichtigt. Die Spannkraftverluste werden durch Abminderung der Spannstahldehnung eingerechnet. Da in diesem Beispiel ausschließlich der Spannstahl betrachtet wird, kann die Betrachtung der Verbundunterschiede entfallen.

Zur Bestimmung der Spannkraftverluste ist in den Bauzuständen jeweils eine 35-tägige Kriechphase berücksichtigt. Der Zustand t = ∞ ist mit 40 Jahren nach der Fertigstellung des Bauwerks angenommen.

Für den genauen Nachweis wird gemäß der Tabelle von KÖNIG (KÖNIG 1986) wiedergegeben als Tabelle 4-1 dieses Berichtes ein Erhöhungsfaktor für die Spannkraftverluste von f = 2,50 abgelesen. Die eingesetzte Spanngliedkopplung entspricht dem Grundtyp Koppelspindel.

#### 4.6.1 Stufe 1

Der vereinfachte Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite gemäß DIN-Fachbericht 102 beruht auf der häufigen Einwirkungskombination. Der Faktor r<sub>sup</sub> = 1,10 für Spannglieder im nachträglichen Verbund wird ebenfalls dem Fachbericht entnommen.

$$M_{fat}^{\pm} = M_{k,G} + M_{k,G1} + M_{k,\Delta S} + \psi_{1,1} * M_{k,\Delta Tm} + r_{sup} * M_{k,Pind} + M_{k,ELM3} \quad (4-26)$$

Aus der dargestellten Formel mit den in Tabelle 4-25 dargestellten Kombinationsbeiwerten berechnet sich:

- Grundmoment  $M_0$ : 10.591 kNm
- max Moment  $M_{fat}^+$ : 11.811 kNm
- min Moment  $M_{fat}^-$ : 9.858 kNm

Aus den berechneten Grundmomenten ermitteln sich in der untersten Spanngliedlage die folgenden Spannungen:

- $\sigma_S^+ = 658 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_S^- = 615 \text{ N/mm}^2$

Die Spannungsschwingbreite errechnet sich zu:

$$\Delta\sigma_S = 658 - 615 = 43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4-27)$$

Einwirkung	Bez	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Temperatur	$T_k$	0,80 <sup>1)</sup>	0,60	0,50
Verkehrslast	UDL	0,40	0,40	0,20

<sup>1)</sup> gemäß ARS 22/2012

Tab. 4-25: Kombinationsbeiwerte Straßenbrücke DIN EN 1991-2/NA (DIN-Fachbericht 101)

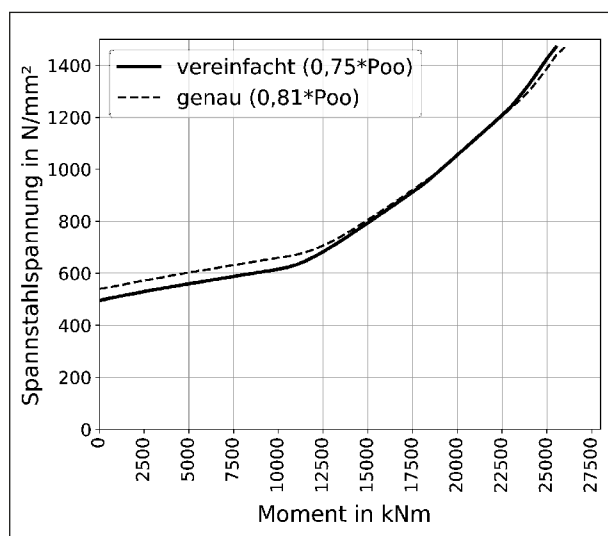


Bild 4-63: Moment-Spannstahlspannung-Diagramm Koppelfuge 2 Mittelträger Vergleich pauschale Abminderung Vorspannkraft mit genauem Nachweis

Neben der pauschalen Abminderung (durchgezogen) der Spannkraftverluste ist die Momenten-Spannstahlspannung-Beziehung unter Berücksichtigung des genauen Nachweises (gestrichelt) dargestellt. Mit dieser werden höhere Spannstahlspannungen abgelesen (658 und 689 N/mm<sup>2</sup>). Die Spannungsschwingbreite sinkt jedoch um ca. 25 % auf  $\Delta\sigma_S = 31 \text{ N/mm}^2$ . Die Differenz ist mit dem späteren Übergang des Querschnitts in den Zustand II zu erklären.

Für den Nachweis ist die Spannungsschwingbreite mit dem Korrekturfaktor  $\lambda_S$  zu multiplizieren. Aus Bild 4-64 wird mit der Stützweite 41 m für Spannstahl Kopplungen (Kurve 1a))  $\lambda_{S,1} = 1,73$  abgelesen.

Für den Beiwert  $\lambda_{S,2}$  wird die Anzahl der Lkw-Überfahrten pro Jahr zu  $N_{obs} = 0,5 \cdot 10^6$ ,  $k_2 = 5$  für die Koppelfuge und  $\bar{Q} = 0,9$  für „mittlere Entfernung“ festgelegt.

$$\lambda_{S,2} = \bar{Q} \cdot \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs}}{2,0}} = 0,9 \cdot \sqrt[5]{\frac{0,5}{2,0}} = 0,682 \quad (4-28)$$

Der Beiwert  $\lambda_{S,3}$  ergibt sich aufgrund der durch die im ARS-Rundschreiben 22/2012 festgelegte Nutzungsdauer für Straßenbrücken von 100 Jahren zu 1,00.

Der Einfluss mehrerer Fahrstreifen wird in Beiwert  $\lambda_{S,4}$  erfasst. Für das Beispielbauwerk werden eine

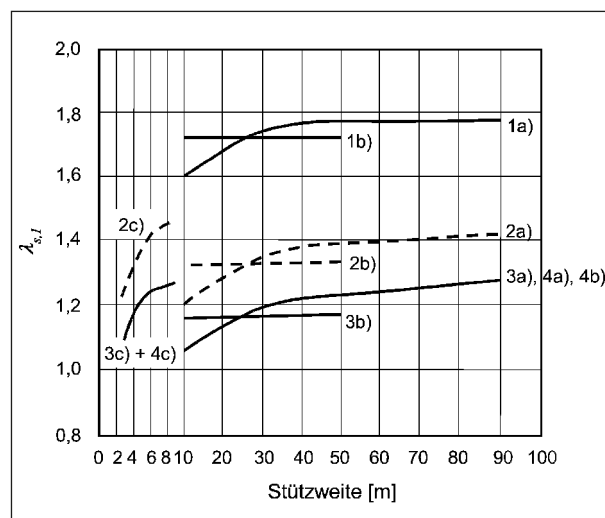


Bild 4-64: DIN-Fachbericht 102 Abb. A.106-2 Beiwert  $\lambda_{S,1}$

Lkw-Fahrspur der Verkehrskategorie 2 und zwei Überholspuren mit je 10 % von  $N_{obs}$  angenommen.

$$\lambda_{S,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} = \sqrt[5]{\frac{(0,5 + 0,5 * 0,1 * 2) * 10^6}{0,5 * 10^6}} = 1,037 \quad (4-29)$$

Die Oberflächenrauigkeit der Fahrbahn wird gemäß ARS-Rundschreiben 11/2003 mit geringer Rauigkeit ( $\varphi_{fat} = 1,20$ ) gewählt.

Für die Koppelfuge ergibt sich  $\lambda_S$  zu:

$$\lambda_S = 1,73 * 0,682 * 1,00 * 1,037 * 1,20 = 1,46 \quad (4-30)$$

$$\Delta\sigma_{S,equ} = \Delta\sigma_S * \lambda_S = 43 * 1,46 = 63 \frac{N}{mm^2} \quad (4-31)$$

Die aufnehmbare Spannungsschwingbreite wird dem DIN-Fachbericht 102 aus Tabelle 4.116 zu  $\Delta\sigma_{Rsk} = 80 \text{ N/mm}^2$  entnommen. Mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_{F,fat} = \gamma_{Ed,fat} = 1,00$  kann der Nachweis der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite in der Koppelfuge erfolgreich geführt werden.

$$\gamma_{F,fat} * \gamma_{Ed,fat} * \Delta\sigma_{S,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad (4-32)$$

$$63 \frac{N}{mm^2} \leq \frac{80 \frac{N}{mm^2}}{1,15} = 70 \frac{N}{mm^2} \quad (4-33)$$

$$\eta = \frac{63}{70} = 0,89 \quad (4-34)$$

Im Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm (Bild 4-65) wird die Berechnung grafisch bestätigt. Zusätzlich ist der Einfluss des Grundmoments auf eindrückliche Weise dargestellt. Ebenfalls gut erkennen ist der Einfluss der Betrachtungsweise der Spannkraftverluste. In gestrichelter Linie ist der genaue Nachweis dargestellt. Der erste Krümmungswechsel ist um ca. 2.000 kNm gegenüber dem vereinfachten Nachweis verschoben. In diesem Fall sinkt der Ausnutzungsgrad nur minimal, jedoch kann der Querschnitt um ca. 20 % höhere Grundmomente als mit dem vereinfachten Nachweis aufnehmen.

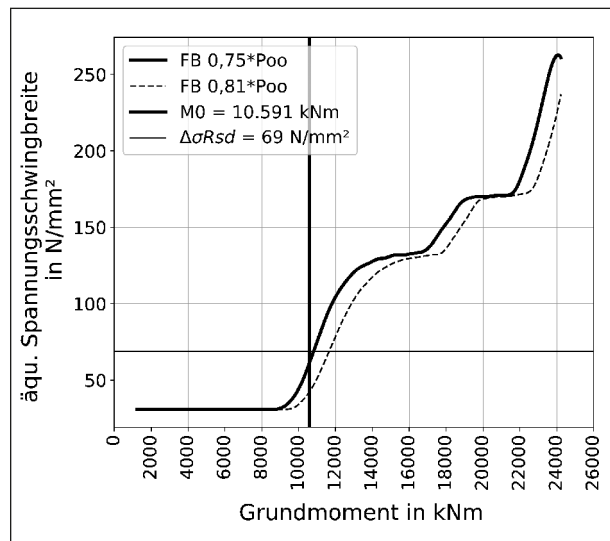


Bild 4-65: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm (Bemessungsniveau) Mittelträger Vergleich pauschale Abminderung Vorspannkraft mit genauem Nachweis

## 4.6.2 Stufe 2

### 4.6.2.1 Schädigungsäquivalente Schwingbreite ELM 3

Obwohl der Nachweis der Ermüdung in Stufe 1 geführt werden konnte wird im Folgenden zur Veranschaulichung die Nachrechnungsstufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie angewandt. Dafür wird der Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite gemäß DIN-Fachbericht 102 unter Berücksichtigung der Auftretenswahrscheinlichkeit der Temperatur gemäß dem Vorschlag zur Modifizierung der Nachrechnungsrichtlinie geführt.

### Berechnung Faktor $\lambda_T$

Elementare Erweiterung besteht im Faktor  $\lambda_T$  der zusätzlich in  $\Delta\sigma_{s,equ}$  multipliziert wird. Dieser wird tabellarisch ermittelt (s. Tabelle 4-26). Für dieses Beispiel werden die Temperaturgradienten für eine Belagsstärke von 80 mm mit dem Faktoren  $k_{sur} = 1,00/0,82$  gemäß ARS-Rundschreiben 22/12 multipliziert. Die Beanspruchung kann je Temperaturgradient interpoliert werden. Für jedes der Grundmomente wird die Spannungsschwingbreite bestimmt. Der häufige Wert der Temperatur (9 bzw. 7,38 K) gemäß DIN EN 1991-2/NA bzw. DIN-Fachbericht 101 wird als  $\Delta\sigma_{ref} = 65,6 \text{ N/mm}^2$  gewählt. Der Spannungsexponent für die Kopplung beträgt gemäß Tabelle 4.116 des DIN-Fachberichts 102  $k_2 = 5$ .



1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.
$\Delta T_M$ [K]	$k_{sur} = 0,82$ [K]	$M_{\Delta TM}$ [kNm]	$M_0$ [kNm]	$\Delta\sigma_{\Delta T}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{T,\Delta T}$ [%]	$\Delta\sigma_{\Delta T}/\Delta\sigma_{ref}$ [-]	$(\Delta\sigma_{\Delta T}/\Delta\sigma_{ref})^{k^2}$ [-]	$\lambda_{T,\Delta T} * (\Delta\sigma_{\Delta T}/\Delta\sigma_{ref})^{k^2}$ [-]
-4	-4,00	-677	8.769	31,8	1	0,4848	0,0268	0,0003
-3	-3,00	-508	8.939	32,1	2	0,4893	0,0281	0,0006
-2	-2,00	-339	9.108	33,7	5	0,5137	0,0358	0,0018
-1	-1,00	-169	9.277	35,3	10	0,5381	0,0451	0,0045
0	0,00	0	9.447	36,2	15	0,5518	0,0512	0,0077
1	0,82	139	9.586	38,9	18	0,5930	0,0733	0,0132
2	1,64	278	9.724	41,5	15	0,6326	0,1013	0,0152
3	2,46	417	9.863	42,4	10	0,6463	0,1128	0,0113
4	3,28	555	10.002	46,3	8	0,7058	0,1751	0,0140
5	4,10	694	10.141	50,2	6	0,7652	0,2624	0,0157
6	4,92	833	10.280	54,0	4	0,8232	0,3780	0,0151
7	5,74	972	10.419	56,4	3	0,8598	0,4698	0,0141
8	6,56	1.111	10.558	61,0	2	0,9299	0,6952	0,0139
9	7,38	1.250	10.697	65,6	1	1,0000	1,000	0,0100

Tab. 4-26: Ermittlung Faktor  $\lambda_T$ 

Die Summe der 9. Spalte kann nun in Formel

$$\lambda_T = \sqrt[k^2]{\lambda_T} = \sqrt[5]{0,137} = 0,672 \quad (4-35)$$

eingesetzt werden. Mit dem sich daraus ergebenden Faktor  $\lambda_T$  wird  $\Delta\sigma_S$  abgemindert.

$$\begin{aligned} \sigma_{S, equ} &= \Delta\sigma_S * \lambda_S * \lambda_T \\ &= 43 * 1,43 * 0,672 \\ &= 42,5 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (4-36)$$

$$42,5 \frac{N}{mm^2} \leq 69 \frac{N}{mm^2} \quad \checkmark \quad (4-37)$$

Im Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm (Bild 4-66) ist der Effekt des Faktors  $\lambda_T$  eindrücklich von grauer zu schwarzer abgeminderter Linie zu erkennen. Die graue Linie stellt die Werte nach bisheriger Tabelle 12.3, die schwarze nach dem vorangegangenen Vorschlag dar. Unter Betrachtung der Auftretenswahrscheinlichkeit der Temperatur kann die Spannungsschwingbreite um rund 35 % reduziert werden. Die Ausnutzung des Nachweises sinkt.

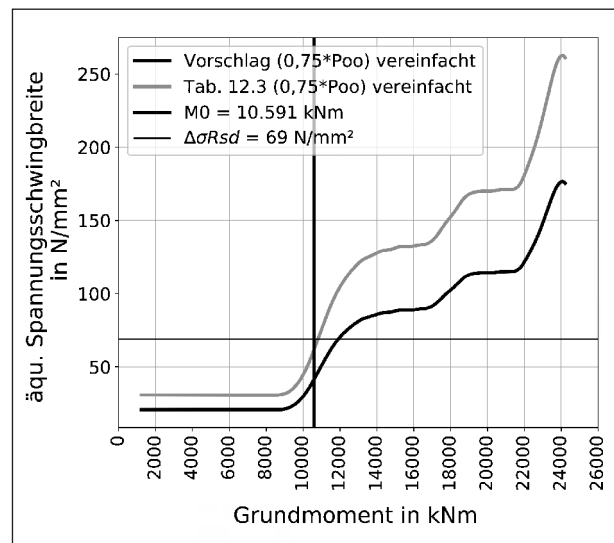


Bild 4-66: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm (Bemessungsniveau) Mittelträger (grau: bisherige Tabelle 12.3 | schwarz: Neuvorschlag)

**4.6.2.2 Betriebsfestigkeitsnachweis mit ELM 4**

Die Nachrechnungsrichtlinie lässt alternativ zum Nachweis der schädigungsäquivalenten Schwingbreite den expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis gemäß DIN EN 1992-2 6.8.4 zu. In diesem wird die Schädigung je Überfahrt und Lkw-Typ bestimmt. Die Summe der Schädigungen  $D_{Ed}$  zum Nachweiszeitpunkt darf 1 nicht überschreiten. Hier wird das modifizierte Ermüdungslastmodell 4 (Tabelle 2-8) mit Verkehrszusammensetzung „mittlere Entfernung“ gemäß Nachrechnungsrichtlinie angesetzt.

In das Grundmoment werden zusätzlich zu Eigengewicht, Ausbaulast, Setzungen, Temperatur und statisch unbestimmten Anteil der Vorspannung der quasi-ständige Anteil des Lastmodells 1 eingerechnet. Für die Beispielrechnung wird die Flächenlast UDL gemäß DIN-Fachbericht 101 angesetzt. Diese muss mit dem Kombinationsbeiwert  $\psi_2 = 0,20$  (Tabelle 2-3) multipliziert werden.

	FZ1 [kNm]	FZ2 [kNm]	FZ3 [kNm]	FZ4 [kNm]	FZ5 [kNm]
min	-169	-260	-396	-314	-354
max	392	604	688	501	505

Tab. 4-27: Biegemomente Koppelfuge 2 Mittelträger B233 Seseke Ermüdungslastmodell 4

$$M_{0,i} = M_G + M_{\Delta S} + r_{inf}^{sup} * M_{pm,t=\infty,ind} + \psi_2 * M_{UDL} + \Delta T * M_{\Delta T,i} \tag{4-38}$$

Tabelle 4-27 stellt die Biegemomente der einzelnen Lkw-Type des ELM 4 dar. Mit diesen werden die Bemessungsmomente in Tabelle 4-28 unter Berücksichtigung der jeweiligen Temperaturgradienten berechnet.

Gemäß Heft 824 (ZILCH 2001) muss die Rainflow Zählmethode der Spannungsänderungen aus Verkehrsbelastung bei großen Spannweiten nicht durchgeführt werden. Für jeden Lkw-Typen des Ermüdungslastmodells 4 wird die alleinige Betrachtung der maximalen Spannungsschwingbreite empfohlen. Um maximale Momente bzw. Spannstahlspannungen im Mittelträger zu erzeugen, wurden die Lkw-Typen zentral auf dem Mittelträger des Plattenbalkens platziert. Tabelle 4-29 zeigt die ermittelten Spannungsschwingbreiten.

Anhand derer kann mit Formel

$$D_{\Delta T,i} = \sum_j \frac{1}{\sigma_{Rsk}^{k_2} / \gamma_{S,fat} * N^*} * \Delta \sigma_{i,j}^{k_2} \tag{4-39}$$

die Schädigung je Überfahrt und Fahrzeug bestimmt werden. Die Spannungsschwingbreite bei

$\Delta T_M$ [K]	FZ1		FZ2		FZ3		FZ4		FZ5	
	$M_{fat}^{min}$ [kNm]	$M_{fat}^{max}$ [kNm]	$M_{fat}^{min}$ [kNm]	$M_{fat}^{max}$ [kNm]	$M_{fat}^{min}$ [kNm]	$M_{fat}^{max}$ [kNm]	$M_{fat}^{min}$ [kNm]	$M_{fat}^{max}$ [kNm]	$M_{fat}^{min}$ [kNm]	$M_{fat}^{max}$ [kNm]
-4	606	612	605	615	604	615	605	613	604	613
-3	608	614	607	617	605	618	606	615	606	615
-2	610	616	609	619	607	620	608	618	608	618
-1	612	619	611	622	609	623	610	620	610	620
0	614	621	613	625	611	626	612	623	611	623
1	615	624	614	628	613	630	614	626	613	626
2	618	627	616	632	615	633	616	629	615	630
3	620	631	619	636	617	638	618	633	618	633
4	623	635	621	640	619	643	621	638	620	638
5	626	639	624	645	622	647	623	642	622	642
6	630	644	628	650	625	653	627	647	626	647
7	633	649	631	656	628	659	630	653	629	653
8	638	655	635	662	632	665	634	658	633	658
9	642	660	640	668	636	671	638	664	637	664

Tab. 4-28: Maximale und minimale Schnittgrößen je Fahrzeug und Temperaturgradient

	FZ1	FZ2	FZ3	FZ4	FZ5
$\Delta T_M$ [K]	$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
-4	6	9	12	9	9
-3	6	10	12	9	9
-2	6	10	13	9	10
-1	7	11	14	10	11
0	7	12	15	11	11
1	8	14	17	12	13
2	9	15	19	14	14
3	10	17	21	15	16
4	12	19	23	17	18
5	13	21	26	19	20
6	14	23	28	20	21
7	16	25	30	22	23
8	17	26	33	24	26
9	18	28	35	26	27

Tab. 4-29: Spannungsschwingbreiten je Fahrzeug, Überfahrt und Temperaturgradient B233 Seseke Koppelfuge Mittelträger

$N^*$  Lastwechseln ( $1,0 \cdot 10^6$ ) wird gemäß DIN-Fachbericht zu  $\Delta\sigma_{Rsk} = 80 \text{ N/mm}^2$  angesetzt und der Sicherheitsbeiwert  $\gamma_{s,fat}$  zu 1,15 gewählt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4-30 dargestellt.

Diese Schädigungen werden anschließend mit den Auftretenswahrscheinlichkeiten  $\lambda_{T,\Delta T}$  der Temperatur im Plattenbalken gemäß Kapitel 4.4.4.2 multipliziert.

Um die Schädigung je Fahrzeug und Jahr in nachfolgender Formel zu bestimmen, müssen diese mit der Verkehrszusammensetzung je Zeitraum (siehe Tabelle 2-9) bewertet werden.

$$D_{year} = N_{obs} \cdot \sum_{\Delta T = \min \Delta T}^{\max \Delta T} \left[ \sum_{i=1}^5 p_i \cdot \lambda_{T,\Delta T} \cdot D_{\Delta T,i} \right] \quad (4-40)$$

Die Auswertung der jährlichen Schädigung sowie der Schädigung je Zeitraum ist in der Tabelle 4-31 dargestellt.

Analog dem Nachweis in Stufe 1 werden für das Bauwerk eine Lkw-Spur und zwei Überholspuren angesetzt. Die Multiplikation der jährlichen Schädigung mit der Anzahl der Überfahrten  $N_{obs}$  und der Anzahl der Jahre je Zeitraum ergibt die Schädigung je Zeitraum. Aus der Summe dieser ergibt sich

	FZ1	FZ2	FZ3	FZ4	FZ5
$\Delta T_M$ [K]	$D_{\Delta T}$	$D_{\Delta T}$	$D_{\Delta T}$	$D_{\Delta T}$	$D_{\Delta T}$
-4	5,21E-12	4,56E-11	1,42E-10	3,40E-11	4,43E-11
-3	5,28E-12	5,32E-11	1,82E-10	3,43E-11	4,46E-11
-2	5,90E-12	7,26E-11	2,32E-10	4,59E-11	5,92E-11
-1	9,42E-12	9,73E-11	2,93E-10	6,33E-11	8,03E-11
0	1,44E-11	1,59E-10	5,19E-10	8,50E-11	1,07E-10
1	2,49E-11	3,00E-10	8,63E-10	1,66E-10	2,05E-10
2	4,62E-11	4,92E-10	1,39E-09	3,11E-10	3,76E-10
3	7,77E-11	8,28E-10	2,58E-09	4,45E-10	5,54E-10
4	1,44E-10	1,52E-09	4,22E-09	8,66E-10	1,06E-09
5	2,34E-10	2,38E-09	6,73E-09	1,55E-09	1,89E-09
6	3,57E-10	3,58E-09	1,09E-08	2,08E-09	2,61E-09
7	5,91E-10	5,70E-09	1,59E-08	3,48E-09	4,28E-09
8	8,19E-10	7,93E-09	2,30E-08	5,38E-09	6,71E-09
9	1,11E-09	1,05E-08	3,20E-08	6,67E-09	8,47E-09

Tab. 4-30: Schädigung je Fahrzeug, Überfahrt und Temperaturgradient B233 Seseke Koppelfuge Mittelträger

Zeit- raum	bis 1950	1950 -1970	1970 -1990	1990 -2010	ab 2010
Anteil Jahre	0	0	13	20	11
$D_{year}$	0,000	0,000	0,0004	0,0007	0,0009
D	0,000	0,000	0,005	0,015	0,010

Tab. 4-31: Schädigung je Zeitraum

die gesamte Schädigungssumme  $D_{Ed} = 0,030$ . Der Nachweis kann geführt werden.

$$D_{Ed} = 0,030 < 1 \quad \checkmark \quad (4-41)$$

Daraus ergibt sich die Restnutzungsdauer des Bauwerks zu 970 Jahren.

$$\frac{1 - 0,030}{0,0009} = 970 \text{ Jahre} \quad (4-42)$$

Wird der genaue Nachweis mit Ermittlung der Spannkraftverluste mit Erhöhungsfaktor  $f = 2,50$  (18,75 %) anstatt der pauschalen Abminderung um 25 % geführt, ermittelt sich die Schädigung für den gleichen Zeitraum zu  $D_{Ed} = 0,004$ . Die Differenz ist auf den späteren Übergang des Querschnitts in Zustand II und den damit einhergehenden geringeren Spannungsschwingbreiten bei höheren Grundmomenten zurückzuführen.

## 5 Zusammenfassung

Veränderungen der bestehenden Normen aufgrund des technischen Fortschritts und gewünschter Vereinheitlichung in Europa sind für den Neubau problemlos anwendbar. Für Bauwerke im Bestand führen solche Veränderungen aber häufig auf rechnerische Unzulänglichkeiten. Für die Bewertung der Zukunftsfähigkeit bestehender älterer Straßenbrücken ist eine Nachrechnung nach einheitlichen und den modernen Erkenntnissen angepassten Regeln eine wesentliche Voraussetzung. Daher wurde vom BMVI im Jahre 2011 die „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“ bekannt gegeben. Dieses Dokument wurde im Jahr 2015 ergänzt. Für zwei spezielle schon länger bekannte Problemstellungen älterer Spannbetonbrücken, nämlich zur Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung (Koppelfugen, Kofu) und zur Spannungsrissskorrosionsgefährdung spezieller Spannstähle mit hoher Empfindlichkeit (SpRk) waren zuvor bereits Handlungsanweisungen eingeführt worden, auf die in der Nachrechnungsrichtlinie verwiesen wird. Ziel des Projektes ist nun die vorgenannten Handlungsanweisungen in eine Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie zu integrieren und damit ein einheitliches Nachweis- und Sicherheitskonzept für eine geschlossene Bewertung bestehender Bauwerke zu schaffen. Dabei soll auf die aktuellen Normen verwiesen und die Bezeichnungen sowie Symbole formal an die heutigen Notationen angepasst werden.

Zunächst sind hier zu die aktuellen Einwirkungsmodelle (statische Verkehrslasten, Ermüdungslasten und Temperatur) nach heutigem Wissensstand zusammengestellt und mit den älteren Regelungen verglichen und kommentiert.

Für den Themenbereich „Spannungsrissskorrosionsgefährdung“ wird der Stand des Wissens dargelegt. Dabei wird auf die Bedeutung des Ankündigungsverhaltens hingewiesen und auch auf pragmatische Ansätze in der Literatur verwiesen. Die auf den Erfahrungen mit Bündelspanngliedern beruhende Handlungsanweisung SpRk wird formal an die heutigen Notationen angepasst und textlich verbessert. Für eine ingenieurmäßige Bewertung wird die Einführung eines Mindestwertes für die verbleibende Restspannstahlfläche diskutiert und ein Vorschlag zur Einführung entsprechender Überlegungen sowohl für die Nachweise in Längs- als auch Querrichtung der Brückenüberbauten in die Nachrechnungsrichtlinie erarbeitet. Die Möglichkeiten des

Einsatzes von Messtechnik werden dargelegt. Anschließend werden an einigen Beispielen Vergleichsrechnungen für die Brückenlängsrichtung als auch für die Brückenquerrichtung durchgeführt und bewertet.

Für den Themenbereich „Ermüdung vor gespannter Bewehrung“ (Koppelfugen) wird ebenfalls die Ausgangslage und der Stand des Wissens zusammengestellt. Es wird deutlich gezeigt, dass nicht nur die ermüdungswirksamen vertikale Verkehrseinwirkungen sondern auch das durch eine ungleiche Temperatur der Ober- und Unterseite der Brücke stark beeinflusste Grundmoment einen wesentlichen Einfluss auf die ermüdungswirksamen Spannungen hat. Für die Nachweisstrategie mit dem Ermüdungslastmodelle 3 des Eurocodes und schädigungsäquivalenter Schwingbreite wird ein Ansatz zur genaueren Berücksichtigung der ungleichen Temperatur entwickelt und vorgeschlagen. Anhand von Beispielrechnungen werden die Parameter identifiziert und alle in den Berechnungen zu berücksichtigenden Einflüssen bewertet. Die Beispiele zeigen, dass trotz unterschiedlichster Einwirkung- und Sicherheitsformate vergleichbare Ergebnisse erhalten werden. Ein Abschnitt über den Einsatz von Messtechnik, insbesondere zur genaueren Festlegung des Grundmomentes, ergänzt die Betrachtungen. Zwei Praxisbeispiele werden ausführlich besprochen.

Die Erkenntnisse zur Modifizierung der Nachrechnungsrichtlinie zu diesem Bereich werden anschließend in einer ausführlichen Berechnung eines Beispiels erläutert und die verschiedenen Einflüsse bewertet.

## Literatur

- (ALBERTIN-HUMMEL 2008a) Albertin-Hummel, U., Brandt, B.: Zur Beurteilung des Ankündungsverhaltens von Spannbetonbrücken nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium. *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Heft 9.
- (BASt 1998) Bundesanstalt für Straßenwesen: Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken. (1998).
- (BERTRAM 2002) Bertram, D.; Hartz, U.; Isecke, B.; Jungwirth, D.; Litzner, H.-U.; Manleitner, S.; Nürnberger, U.; Riedinger, H.; Rustler, G.; Schießl, P.: Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrißkorrosion an vergütetem Spannstahl in nachträglichem Verbund. *Beton- und Stahlbetonbau* (97) 2002, Heft 5, S. 236-238.
- (BMV 1993) Empfehlung zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden. Der Bundesminister für Verkehr. Anlage zum Erlass vom 27. Oktober 1993 – BW 21/52.12.01/92 BAW 93, Stand Juli 1993.
- (BMVBS 2011a) Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrißkorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrißkorrosion). (2011). BMVBS, Abteilung Straßenbau. Ausgabe 06/2011.
- (BMVBS 2011b) Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). (2011). BMVBS, Abteilung Straßenbau. Ausgabe 05/2011.
- (BMVBS 2012) ARS 22/2012 Anlage 2: Hinweise zur Anwendung des Eurocode 0 im Brückenbau; Anlage 3: Hinweise zur Anwendung des Eurocode 1, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken“ sowie zu den Teilen 1-1 und 1-3 bis 1-7.
- (BMVI 2015) Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011 – 1. Ergänzung. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Abteilung Straßenbau. Ausgabe 04/2015.
- (BUBA 2005) Buba, R.: Zur stochastischen Zuverlässigkeit bestehender Spannbetonbrücken gegen Ermüdung. Dissertation, TU München 2005.
- (DANIELEWICZ 1994) Danielewicz, I.: Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken. Dissertation, TH Darmstadt 1994.
- (DIN 1045-1:2008) DIN 1045-1:2008: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- (DIN 1072:1967) DIN 1072:1967-11: Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen.
- (DIN 1072:1985) DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen.
- (DIN 1072-Beiblatt 1:1986) DIN 1072-Beiblatt 1:1986-05: Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen, Erläuterungen.
- (DIN 4227:1953) DIN 4227:1953-10: Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung.
- (DIN 4227-1:1979) DIN 4227 Teil 1:1979-12: Spannbeton – Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung.
- (DIN 4227-1:1988) DIN 4227 Teil 1:1988-07: Spannbeton – Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung.
- (DIN EN 1990:2010-12) DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010.
- (DIN EN 1990/NA:2010-12) Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1, Ausgabe Dezember 2010.
- (DIN EN 1990/NA/A1:2012-08) Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Ausgabe August 2012.
- (DIN EN 1991-1-5:2010) DIN EN 1991-1-5:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung, Ausgabe Dezember 2010.
- (DIN EN 1991-1-5:2010 NA) DIN EN 1991-1-5/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkun-



- gen – Temperatureinwirkungen, Ausgabe Dezember 2010.
- (DIN EN 1991-2:2010-12) DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003: + AC:2010.
- (DIN EN 1991-2/NA:2011-07) Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
- (DIN EN 1992-2:2005) Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008.
- (DIN EN 1992-2/NA:2013-04) Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, EN 1992-2:2005/NA.
- (DIN-FB 101:2009) DIN-Fachbericht 101:2009: Einwirkungen auf Brücken. Berlin: Beuth Verlag, Ausgabe 2009.
- (DIN-FB 102:2009) DIN-Fachbericht 102:2009: Betonbrücken. Berlin: Beuth Verlag, Ausgabe 2009.
- (DIN-Handbuch EC 1) DIN Handbuch Eurocode 1 Einwirkungen – Band 3: Brückenlasten. Berlin: Beuth Verlag, Ausgabe 2013.
- (DIN-Handbuch EC 2) DIN Handbuch Eurocode 2 – Betonbau, Band 2: Brücken. Berlin: Beuth Verlag, Ausgabe 2013.
- (DUNKELBERG 2020) Dunkelberg, Daniel: Neuauswertung der Temperaturgradienten für den Ermüdungsnachweis. Interne Mitteilung 2020.
- (FISCHER 2019) Fischer, O.; Thoma, S.; Crepaz, S.: Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. In: Beton- und Stahlbeton (114) 2021, Heft 3, S. 150-159.
- (FRENZEL 1996) Frenzel, B.; Freundt, U.; König, G.; Mangerig, I.; Merzenich, G.; Novak, B.; Sedlacek, G.; Sukhov, D.: Bestimmung von Kombinationsbeiwerten und -regeln für Einwirkungen auf Brücken, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Heft 715 des Bundesministeriums für Verkehr: Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 1996.
- (FREUNDT 2018) Freundt, U.; Böning, S.; Kaschner, R.; Geißler, K.; Kraus, J. K. (2018): Methodik zur Entwicklung neuer Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung des Brückenbestandes. Schlussbericht FE 15.0587/2012/FRB.
- (GEISSLER 2018) Geißler, K.; Kraus, J. K.; Freundt, U.; Böning, S. (2018): Zukunftssicherheit der Ermüdungslastmodelle nach DIN EN 1991-2. Schlussbericht FE 15.0629/2016/FRB.
- (HEINRICH 2021) Heinrich, J.; Maurer, R.; Leckey, K.; Müller, C. H.; Ickstadt, K.: Detektieren ermüdungsbedingter Spannstahlbrüche mittels Rissmonitoring im Versuch und am Bauwerk. In: Bauingenieur (96) 2021, Heft 3, S. 92-101.
- (IFBT 1977) Institut für Bautechnik: Geänderte Fassung der Zulassungsbescheide für Spanungsverfahren. Mitteilung IfBt 2/1977, Seite 37.
- (ISECKE 1995) Isecke, B.; Menzel, K.; Mietz, J.; Nürnberger, U.: Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrißkorrosion. Beton- und Stahlbetonbau (90) 1995, Heft 5, S. 120-123.
- (KÖNIG 1986) König, G.; Gerhardt, H.-Ch.: Beurteilung der Betriebsfestigkeit von Spannbetonbrücken im Koppelfugen Bereich unter besonderer Berücksichtigung einer möglichen Rissbildung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 370. Berlin: Ernst & Sohn 1986.
- (KÖNIG 1994) König, G.; Tue, N.; Bauer, T.; Pomerening, D.: Untersuchung des Ankündungsverhaltens der Spannbetontragwerke. Beton- und Stahlbetonbau 89 (1994), Heft 2/3.
- (KÖNIG 1996) König, G.; Tue, V.; Bauer, T.; Pomerening, D. (1996): Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Schriftenreihe, Heft 469. Berlin: Ernst & Sohn 1996.
- (KÖNIG 1998) König, G., Schießl, P.; Zilch, K.: Neue Erkenntnisse über die Sicherheit im Spannbetonbau. Der Prüfenieur, Oktober 1998, S. 46-56.
- (LINGEMANN 2009) Lingemann, J.: Zum Ankündungsverhalten von älteren Brückenbauwerken

- bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrissskorrosion. Dissertation, Technische Universität München, Institut für Baustoffkunde und Konstruktion, Lehrstuhl für Massivbau, 2009.
- (LINGEMANN 2010) Lingemann, J.; Zilch, K.; Ehmann, R.; Marzahn, G.; Krüger, D.: Die neue Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung des Ankündigungsverhaltens von älteren Brückenbauwerken mit spannungsrissskorrosionsempfindlichen Spannstahl. *Bauingenieur* (85), Heft 7/8, 2010.
- (LSB 2021) Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg: B1 – Brücke Altstädter Bahnhof in Brandenburg an der Havel. Bauwerksuntersuchungen vor dem Rückbau. Hoppegarten: Oktober 2021.
- (MARZAHN 2013) Marzahn, G.; Maurer, R.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Kolodziejczyk, A.: Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton. In: *Betonkalender 2013*. Berlin: Ernst & Sohn 2013.
- (MARZAHN 2015) Marzahn, G.; Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Kolodziejczyk, A.; Teworte, F.: Die Nachrechnung von Betonbrücken – Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. In: *Betonkalender 2015*. Berlin: Ernst & Sohn 2015.
- (MATRICS 2013) matrices Engineering GmbH: Rechnerische Untersuchung der Ermüdungsbruchgefahr des Spannstahls an den Koppelpunkten für die Brücke Innbrücke Schärding – Neuhaus. München: Bericht Nr. ru20132347.
- (MATRICS 2014) matrices Engineering GmbH: Langzeitmessungen an der Innbrücke Schärding – Neuhaus. München: Bericht Nr. 201439014.
- (MAURER 2012) Maurer, R.; Zilch, K.; Hegger, J. et al.: Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Betonbrücken. *Bauingenieur* 87 (2012), Heft Januar, Seiten 24-35.
- (MIETZ 1999) Mietz, J.; Fischer, J.; Isecke, B.: Spannungsrissskorrosion an Spannstählen. In: *Materials and Corrosion (Werkstoffe und Korrosion)*, 1999, S. 535-540.
- (MÜLLER 1996) Bericht über Untersuchungen an einem gebrochenen Spannbetonbinder aus dem Werk Schrobenhausen der Firma YTONG. Bericht 1376/Mü. TU München, Lehrstuhl für Massivbau, Prof. Dr.-Ing. K. Zilch (unveröffentlicht).
- (NÜRNBERGER 2003) Schäden an Spannbetonbauwerken. In: *Betonbauwerke, Schriftenreihe des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, Band 2*, 2003.
- (PENKA 2004) Penka, E.: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von Koppelfugenquerschnitten bestehender Spannbetonbrücken durch Langzeitmessungen. Dissertation, TU München, 2004.
- (RAUERT 2018) Rauert, T.; Zehetmaier, G. (2018): Alternatives stochastisches Nachweisverfahren für den Spannungsrissskorrosionsnachweis von Straßenbrücken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (113) 2018, Heft 11, S. 807-820.
- (SCHACHT 2019) Schacht, G.; Käding, M.; Bolle, G.; Marx, S.: Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrissskorrosionsgefahr. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (114) 2019, Heft 2.
- (SCHMITZ 1979) Schmitz, H.: Die Sanierung der Hochstraßen im Heerdtter Dreieck Düsseldorf. In: *Vorträge Betontag 1979*. Deutscher Beton-Verein 1979.
- (SCHNELL 2016) Schnell, J.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Weber, M.: Sachstandbericht Bauen im Bestand – Teil I: Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb)*, Heft 616. Berlin: Beuth Verlag 2016.
- (STEMPNIEWSKI 1996) Stempniewski, L.; Eibl, J.: Finite Elemente im Stahlbeton. In: Eibl, J. (Hrsg.): *Beton-Kalender, Teil 2*, S. 577–647. Ernst & Sohn, Berlin 1996.
- (ULLERICH 2012) Ullerich, C.: Permanentes Echtzeit-Monitoring von Verkehrslasten auf der Köhlbrandbrücke. *Bauingenieur* 87 (2012), Heft 10, S. 433-42.
- (WEIHER 2015) Weiher, H.; Runtemund, K.; Ullerich, C.: Monitoringbasierter Nachweis der Spannstahlermüdung an den Koppelfugen der Köhlbrandbrücke. *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Heft 8.

- (WITTFOHT 1975) Wittfoht, H.; Bilger, W.; Steffen, W.: Die Spannbetonüberbauten der Köhlbrandbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 70 (1975), H. 6, S. 133–142.
- (WÖLFEL 1992) Wölfel, E.: Einzelne Spannbetonbauteile möglicherweise durch verzögerte Spannstahlbrüche gefährdet. In: Beton- und Stahlbetonbau (87) 1992, Heft 6.
- (ZILCH 2001) Zilch, K.; Hennecke, M.; Buba, R.: Kombinationsregeln für Ermüdung – Untersuchung der Grundlagen für Betriebsfestigkeitsnachweise bei Spannbetonbrücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 824. Herausgegeben vom BMVBW, Bonn 2001.
- (ZILCH 2004) Zilch, K.; Zehetmaier, G.; Gläser, C.: Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken. In: Betonkalender 2004. Berlin: Ernst und Sohn 2004.
- (ZILCH 2009) Zilch, K.; Weiher, H.; Gläser, C.: Monitoring im Betonbau. In: Betonkalender 2009. Berlin: Ernst und Sohn 2009.
- (ZILCH 2010) Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. 2., neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin: Springer Verlag 2010.

## Bilder

- Bild 2-1: Maße der Regelfahrzeuge, Achsabmessungen und Radaufstandsweiten in m (Bild 1 aus DIN 1072:1967)
- Bild 2-2: Anwendung des Lastmodells 1 (nach Bild 4.2a DIN EN 1991-2)
- Bild 2-3: Brücken mit Straßenquerschnitten von zwei oder mehr Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung (Bild 10.1 aus (BMVBS 2011b))
- Bild 2-4: Brücken mit Straßenquerschnitten von nicht mehr als einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung (Bild 10.2 aus (BMVBS 2011b))
- Bild 2-5: Ermüdungslastmodell 3 gemäß DIN-Fachbericht 101 bzw. DIN EN 1991-2
- Bild 3-1: Beispielhafte grafische Darstellung der bei der Beurteilung eines Dreifeldbauwerks ermittelten Restsicherheit  $\gamma_p$ , aus (MARZAHN 2013)
- Bild 3-2: Materialgesetz für Beton unter Zugbeanspruchung nach (STEMPNIEWSKI 1996) für den Nachweis der Restspannstahlfläche im Zustand II, aus (MARZAHN 2013)
- Bild 3-3: Spannungszustände bei der Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung an der Plattenunterseite für einen zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt unter Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens auf der Zugseite gemäß Bild 3-2 (Berechnung im Zustand II), aus (MARZAHN 2013)
- Bild 3-4: Spannungszustände bei der Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung an der Plattenunterseite für einen zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt bei linear-elastischer Abbildung der Zugseite (Berechnung im Zustand I), aus (MARZAHN 2013)
- Bild 3-5: Spannungszustände bei der Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung an der Plattenunterseite für einen Hohlkastenquerschnitt unter Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens auf der Zugseite gemäß Bild 3-2 (Berechnung im Zustand II), aus (MARZAHN 2013)
- Bild 3-6: Spannungszustände bei der Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung an der Plattenunterseite für einen Hohlkastenquerschnitt bei linear-elastischer Abbildung der Zugseite (Berechnung im Zustand I), aus (MARZAHN 2013)
- Bild 3-7: Beispielhafte Darstellung der Eingangswerte für das vereinfachte Verfahren aus (MARZAHN 2013)
- Bild 3-8: Verstärkung durch zusätzlich angeordnete Bewehrung in nachträglich anbetonierten Querschnittsergänzungen
- Bild 3-9: Regelquerschnitt Brückenlängsrichtung
- Bild 3-10: Regelquerschnitt Brückenquerrichtung
- Bild 3-11: Animation des Rechenmodells für die Längsrichtung

- Bild 3-12: Draufsicht Längssystem
- Bild 3-13: Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl (Quelle: DIN 4227:1988-12, Bild 5 abgewandelt)
- Bild 3-14: Spanngliedverlauf 1
- Bild 3-15: Spanngliedverlauf 2
- Bild 3-16: Ausbaulasten auf Brückenüberbau
- Bild 3-17: Verkehr BK60 – Laststellung 1: Schnitt und Draufsicht
- Bild 3-18: Verkehr BK60 – Laststellung 2: Schnitt und Draufsicht
- Bild 3-19: Verkehr BK60 – Laststellung 3: Schnitt und Draufsicht
- Bild 3-20: Fall a) Verkehr  $0,65 \cdot LM1$  – Laststellung 3: Schnitt und Draufsicht
- Bild 3-21: Fall b) Verkehr  $0,70 \cdot LM1$  – Laststellung 3: Schnitt und Draufsicht
- Bild 3-22: Fall c) Verkehr  $0,75 \cdot LM1$  – Laststellung 3: Schnitt und Draufsicht
- Bild 3-23: Maximale Biegemomente aus Verkehr
- Bild 3-24: Maximale Biegemomente aus der häufigen Einwirkungskombination
- Bild 3-25: Bezogene Restspannstahlfläche
- Bild 3-26: Überlagerungsschnittgrößen  $\max M_{Ed, char}$  zur Ermittlung der Restbruchsicherheit
- Bild 3-27: Restbruchsicherheit mit verbliebender Restspannstahlfläche  $A_{p,r}$  mit  $\gamma_{Q,k} = 1,1$
- Bild 3-28: Maximaler Teilsicherheitsbeiwerts für die Verkehrsbeanspruchung
- Bild 3-29: Ansicht Krähwinklerbrücke
- Bild 3-30: Feld- und Stützquerschnitt in Brückenlängsrichtung
- Bild 3-31: Animation des Rechenmodells für die Längsrichtung
- Bild 3-32: Animation der Koppelbedingungen zur Auflagerung
- Bild 3-33: Achsdefinition und Darstellung der Lagerungsbedingungen (idealisierte Darstellung)
- Bild 3-34: Darstellung der resultierenden Spanngliedlage (intern) sowie der externen Spannglieder über die gesamte Bauteillänge
- Bild 3-35: Abmessungen der Ausbauelemente
- Bild 3-36: Verkehr BK60/30 – Laststellung Volllast in den Randfeldern
- Bild 3-37: Verkehr LM1 – Laststellung Volllast in den Randfeldern
- Bild 3-38: Wahl des bezogenen Ziellastniveaus auf Grundlage von Tabelle 2-7
- Bild 3-39: Vergleich der Biegemomente aus Verkehr
- Bild 3-40: Vergleich der Biegemomente aus der häufigen Einwirkungskombination
- Bild 3-41: Biegemomente aus Temperatur
- Bild 3-42: Vergleich der ermittelten Restspannstahlflächen ohne Mindestwert  $0,3 \cdot A_{p,r}$
- Bild 3-43: Vergleich der ermittelten Restspannstahlflächen mit Mindestwert  $0,3 \cdot A_{p,r}$
- Bild 3-44: Rechnerischer Ausnutzungsgrad bezogen auf die seltene Kombination ohne Mindestwert  $0,3 \cdot A_{p,r}$
- Bild 3-45: Rechnerischer Ausnutzungsgrad bezogen auf die seltene Kombination mit Grenzwert von  $0,3 \cdot A_{p,r}$
- Bild 3-46: Maximaler Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q$  bezogen auf die Verkehrsbeanspruchung ohne Mindestwert  $0,3 \cdot A_{p,r}$
- Bild 3-47: Maximaler Teilsicherheitsbeiwerts für die Verkehrsbeanspruchung mit Mindestwert  $0,3 \cdot A_{p,r}$
- Bild 4-1: Zusammenhang zwischen einwirkendem Moment und Spannstahlspannung (oben) und Zusammenhang zwischen dem Grundmoment und der Spannungsschwingbreite auf Gleichgewichtsebene (unten) für ein gegebenes Lastwechselmoment  $\Delta M_q$  mit den Einflussgrößen
- Bild 4-2: Form der charakteristischen Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinien für Beton- und Spannstahl) gemäß DIN EN 1992-2 [A] – Bewehrung an der Streckgrenze

- Bild 4-3: Querschnitt des Überbaus der Talbrücke Unterrieden (mit zusätzlichen Verstärkungsmaßnahme) Mittelträger mit Grundmomenten je Temperaturgradient
- Bild 4-4: Planansicht der Talbrücke Unterrieden Bild 4-21: Vergleich Auftretenswahrscheinlichkeit Plattenbalken
- Bild 4-5: Talbrücke Unterrieden (Foto: ZM-I) Bild 4-22: Vergleich Auftretenswahrscheinlichkeit Hohlkasten
- Bild 4-6: Spanngliedführung Innenfeld, unverstärkt Bild 4-23: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Talbrücke Unterrieden verstärkt Vergleich Faktor Oberflächenrauigkeit
- Bild 4-7: Spannungs-Dehnungs-Beziehung Beton gemäß DIN-Fachbericht 102 Bild 4-24: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm B233 Seseke Mittelträger Vergleich Faktor Oberflächenrauigkeit
- Bild 4-8: Spannungs-Dehnungs-Beziehung Betonstahl gemäß DIN-Fachbericht 102 Bild 4-25: Definition der Rissdoppelamplitude
- Bild 4-9: Spannungs-Dehnungs-Beziehung Spannstahl gemäß DIN-Fachbericht 102 Bild 4-26: Abhängigkeit zwischen Rissdoppelamplitude, Schwingbreite und Grundmoment (exemplarisch)
- Bild 4-10: Berechnetes Moment-Spannstahlspannung-Diagramm Talbrücke Unterrieden un- und verstärkter Querschnitt Bild 4-27: Rissensoren an der Stegaußenseite und Lage im Querschnitt
- Bild 4-11: Berechnetes Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Talbrücke Unterrieden unverstärkt Bild 4-28: In Bohrloch eingebrachter und mit Silikon gedämmter Temperatursensor
- Bild 4-12: Berechnetes Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Talbrücke Unterrieden verstärkt Bild 4-29: Exemplarische Anordnung der Temperatursensoren am Hohlkastenquerschnitt und erfasster Temperaturverlauf über eine Messdauer von einem Monat
- Bild 4-13: Ansicht Bauwerk B233 Seseke Bild 4-30: Temperaturverteilung
- Bild 4-14: Querschnitt Bauwerk B233 Seseke an der Koppelfuge Bild 4-31: Implementierung der Ergebnisse in den rechnerischen Nachweis (exemplarisch)
- Bild 4-15: Detail Bauwerk B233 Seseke Koppelfuge K2 Randträger Bild 4-32: Ansicht der Innbrücke bei Passau
- Bild 4-16: Moment-Spannstahlspannung-Diagramm Mittelträger B233 Seseke Bild 4-33: Regelquerschnitt
- Bild 4-17: Berechnetes Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm B233 Seseke Mittelträger Bild 4-34: Idealisieretes statisches System mit Lage der Spanngliedkopplungen
- Bild 4-18: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Talbrücke Unterrieden verstärkt mit Grundmomenten je Temperaturgradient Bild 4-35: Bauabschnittsfuge 4 mit Lage der Spanngliedverankerungen und -kopplungen sowie Rissituation (Oberstrom/ Unterstrom in grün/rot) zu Beginn des 5. Bauabschnitts
- Bild 4-19: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Talbrücke Unterrieden unverstärkt mit Grundmomenten je Temperaturgradient Bild 4-36: Erfasste Temperaturgradienten
- Bild 4-20: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm Bauwerk B233 Seseke Bild 4-37: Instrumentierung am Koppelstellenbereich 3
- Bild 4-38: Gemessene Temperaturen und berechneter Temperaturgradient  $\Delta T$  exempla-



- risch für den Messzeitraum September 2014
- Bild 4-39: Gemessene Rissdoppelamplituden in Abhängigkeit des Temperaturgradienten im Koppelstellenbereich 3
- Bild 4-40: Untersichtgerät mit Angabe der Achslasten
- Bild 4-41: Häufigkeitsverteilung der Rissdoppelamplitude für  $\Delta T = 4 \text{ K}$  (Sensor R9)
- Bild 4-42: Oben: Gemessene Rissdoppelamplituden für den Sensor R9 (graue Punktwolke) sowie Mittelwert (schwarze Linie) und 10%-Fraktilwert (rot gestrichelte Linie); Unten: Häufigkeitsverteilung des Temperaturgradienten
- Bild 4-43: Gemessene Rissdoppelamplituden (graue Punktwolke) sowie gemittelte Rissdoppelamplituden aus Lkw Überfahrt (schwarze Linie) und der oberen 10 % der Grundgesamtheit (rot gestrichelte Linie) für die Bauabschnittsfugen SF3 und SF4
- Bild 4-44: Grundmoment-Spannungsschwingbreiten-Diagramm für Bauabschnittsfuge SF 3 unter Ansatz von 30 % Spannkraftverlusten (rot), der vollen Vorspannung (blau), unter Ansatz der Messung (Annahme Rissöffnung bei  $\Delta T = 0,0 \text{ K}$ ) (schwarz) und einer Ertüchtigung mit einer zentrischen Vorspannung von  $V_{\text{ext}} = 7,0 \text{ MN}$  (grün)
- Bild 4-45: Ansicht der Brücke über die Elbe (WITTFHOHT 1975)
- Bild 4-46: Brücke über die Elbe
- Bild 4-47: Lage des Bauwerks im Straßennetz (WEIHER 2015)
- Bild 4-48: Los 1.1 mit Abfahrtsrampe Breslauer Straße (WITTFHOHT 1975)
- Bild 4-49: Vorschubrüstung für die Ostrampe (WITTFHOHT 1975)
- Bild 4-50: Koppelfuge – Riss und Planauszug
- Bild 4-51: Koppelfugenquerschnitt der Ostrampe, Los 1.3
- Bild 4-52: Gemessene Temperaturen und berechneter Temperaturgradient  $\Delta T$
- Bild 4-53: Erfasste Temperaturgradienten und Rissdoppelamplituden für den Sensor R2 der Ostrampe
- Bild 4-54: Koppelfugenquerschnitt der Breslauer Rampe, Los 1.1
- Bild 4-55: Gemessene Temperaturen und berechneter Temperaturgradient  $\Delta T$
- Bild 4-56: Erfasste Temperaturgradienten und Rissdoppelamplituden für den Sensor R6 an der Breslauer Rampe
- Bild 4-57: Auftretenshäufigkeiten des vertikalen Temperaturgradienten (Belagdicke 70 mm) gemäß Handlungsanweisung (BMVBS 2011b)
- Bild 4-58: Vertikaler Temperaturgradient  $\Delta T$  (Zeitraum Mai bis August 2014) an der Breslauer Rampe (grau) sowie an der Ostrampe durch Datenübertrag (rot)
- Bild 4-59: Vergleich der gemessenen 3-Tages-Gesamtverteilung mit den Häufigkeitsverteilungen gemäß Nachrechnungsrichtlinie (BMVBS 2011b)
- Bild 4-60: Ansicht Bauwerk B233 Seseke
- Bild 4-61: Querschnitt an der Koppelfuge B233 Seseke
- Bild 4-62: Detail Koppelfuge Mittelträger
- Bild 4-63: Moment-Spannstahlspannung-Diagramm Koppelfuge 2 Mittelträger Vergleich pauschale Abminderung Vorspannkraft mit genauem Nachweis
- Bild 4-64: DIN-Fachbericht 102 Abb. A.106-2 Beiwert  $\lambda_{S,1}$
- Bild 4-65: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm (Bemessungsniveau) Mittelträger Vergleich pauschale Abminderung Vorspannkraft mit genauem Nachweis
- Bild 4-66: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm (Bemessungsniveau) Mittelträger (grau: bisherige Tabelle 12.3 | schwarz: Neuvorschlag)

## Tabellen

- Tab. 2-1: Lasten und Aufstandsbreiten der Regelfahrzeuge und der Einzelachslast (Tabelle 1 aus DIN 1072:1967)
- Tab. 2-2: Verkehrs-Regellasten (Tabelle 2 aus DIN 1072:1967)
- Tab. 2-3: Verkehrs-Regellasten (Zusammenstellung aus DIN-Fachbericht 101 und DIN EN 1991-2 inklusive DIN EN 1991-2/NA)
- Tab. 2-4: Ziellastniveau für Brücken mit Straßenquerschnitten von zwei oder mehr Fahrstreifen in einer Fahrtrichtung (Tabelle 10.1 aus (BMVBS 2011b))
- Tab. 2-5: Ziellastniveau für Brücken mit Straßenquerschnitten von nicht mehr als einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung (Tabelle 10.2 aus (BMVBS 2011b))
- Tab. 2-6: Vorschlag für Tab. 10.1 der Nachrechnungsrichtlinie mit Bezugslastmodell  $LM1_{DIN-FB}$  (Tabelle 28 aus (FREUNDT 2018))
- Tab. 2-7: Vorschlag für Tab. 10.2 der Nachrechnungsrichtlinie mit Bezugslastmodell  $LM1_{DIN-FB}$  (Tabelle 20 aus (FREUNDT 2018))
- Tab. 2-8: Ermüdungslastmodell 4 gemäß Nachrechnungsrichtlinie (inhaltlich identisch Eurocode)
- Tab. 2-9: modifiziertes Ermüdungslastmodell 4 Verkehrskategorie 1 („Große Entfernung“) gemäß Nachrechnungsrichtlinie Tabelle 10.5 (Spalte 6 verändert gegenüber Eurocode)
- Tab. 2-10: modifiziertes Ermüdungslastmodell 4 Verkehrskategorie 2 („Mittlere Entfernung“) gemäß Nachrechnungsrichtlinie Tabelle 10.6 (Spalte 6 entspricht Eurocode)
- Tab. 2-11: modifiziertes Ermüdungslastmodell 4 Verkehrskategorie 3 („Ortsverkehr“) gemäß Nachrechnungsrichtlinie Tabelle 10.7 (Spalte 6 entspricht Eurocode)
- Tab. 2-12: Temperaturschwankungen, lineare Temperaturunterschiede für Brückenüberbauten gemäß DIN 1072:1985 Tabelle 3
- Tab. 2-13: Empfehlung von linear veränderlichen Temperaturanteilen für unterschiedliche Überbauarten von Straßen-, Fußgänger- und Eisenbahnbrücken, Tabelle 6.1 aus DIN EN 1991-1-5 (DIN EN 1991-1-5:2010)
- Tab. 2-14: Empfehlungen für die Werte von  $k_{sur}$  zur Berücksichtigung unterschiedlicher Oberbelagsdicken nach ARS 22/2012, Korrektur und Ergänzung zu Tabelle 6.2, DIN EN 1991-1-5
- Tab. 2-15: Empfehlungen für die Zahlenwerte der  $\psi$ -Faktoren für Straßenbrücken, Auszug für Temperaturwirkungen aus Tabelle A2.1, DIN EN 1990-2 und ARS 22/2012
- Tab. 2-16: Charakteristische Werte der linearen Temperaturunterschiede für verschiedene Gruppen von Brückenüberbauten, Tabelle 6.1 aus DIN-FB 101 (DIN-FB 101:2009)
- Tab. 2-17: Auftretenswahrscheinlichkeit  $\lambda_{T,\Delta T}$  für den Ermüdungsnachweis in Abhängigkeit von der Querschnittsform (Tabelle 12.3 der 1. Ergänzung Nachrechnungsrichtlinie)
- Tab. 3-1: Übersicht der Notationsanpassungen bei Formelzeichen
- Tab. 3-2: Übersicht der Anpassungen bei Bildbeschriftungen
- Tab. 3-3: Übersicht der Anpassungen bei Tabellenbeschriftungen
- Tab. 3-4: Übersicht der Anpassungen bei Gleichungsbeschriftungen
- Tab. 3-5: Rechenwerte der Streck- bzw.  $\beta_{0,2}$ -Grenzen des Betonstahls gemäß Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion
- Tab. 3-6: Querschnittswerte Normal- und Randträger
- Tab. 3-7: Lage der Spannglieder
- Tab. 3-8: Zusammenfassung der Verkehrslasten nach DIN 1072:1967

- Tab. 3-9: Schnittgrößenvergleich für einen Mittelträger in den Zehntelpunkten mit den verschiedenen Lastmodellen
- Tab. 3-10: Vergleich der bezogenen Restspannstahlfläche  $A_{p,r}/A_p$  unter der häufigen Einwirkungskombination für die verschiedenen Verkehrslastmodelle
- Tab. 3-11: Übersicht der Restbruchsicherheit des Mittelträgers in den Zehntelpunkten
- Tab. 3-12: Querschnittswerte im Bereich zwischen KF1 und KF2
- Tab. 3-13: Angaben zu den internen Spanngliedern
- Tab. 3-14: Angaben zu den externen Spanngliedern
- Tab. 3-15: Ermittlung der Ausbaulasten als Stablast
- Tab. 3-16: Schnittgrößenvergleich bis zur Koppelfuge 2 in den Zehntelpunkten mit den verschiedenen Lastmodellen
- Tab. 3-17: Übersicht der Rechenergebnisse zur Ermittlung der Restspannstahlfläche und der Resttragsicherheit ohne Ansatz einer minimalen Grenzrestspannstahlfläche
- Tab. 3-18: Übersicht der Rechenergebnisse zur Ermittlung der Restspannstahlfläche und der Resttragsicherheit mit Ansatz einer minimalen Grenzrestspannstahlfläche von 30 %
- Tab. 3-19 Vergleich der Rechenergebnisse bei Variation der Grenzdehnung  $\epsilon_s$  und  $\Delta\epsilon_p$  an drei Nachweisstellen
- Tab. 3-20: Anwendungsbedingungen für das vereinfachte stochastische Verfahren
- Tab. 3-21: Übersicht des stochastischen Nachweises für die ersten beiden Felder ohne Berücksichtigung einer Mindestrestspannstahlfläche
- Tab. 4-1: Erhöhungsfaktoren  $f$  für Spannkraftverluste an Kopplungen (nach (KÖNIG 1986))
- Tab. 4-2: Übersicht der Notationsanpassungen bei Formelzeichen
- Tab. 4-3: Vergleich der Faktoren im Nachweis Ermüdung in Koppelfugen zur Bestimmung des Grundmoments sowie des ermüdungswirksamen Lastanteils
- Tab. 4-4: Vergleich anzusetzende Temperaturgradienten im Grundmoment je Nachrechnungskonzept
- Tab. 4-5: Biegemomente je Einwirkung an Koppelfuge 7 Süd Talbrücke Unterrieden
- Tab. 4-6: Biegemomente Unterrieden an der Koppelfuge 7 Süd, Einfluss Baufolge
- Tab. 4-7: Ergebnisse Nachrechnung Koppelfuge 7 Süd Talbrücke Unterrieden verstärkt
- Tab. 4-8: Ergebnisse Nachrechnung Koppelfuge 7 Süd Talbrücke Unterrieden unverstärkt
- Tab. 4-9: Biegemomente B233 Seseke Mittelträger an der Koppelfuge
- Tab. 4-10: Biegemomente B233 Seseke Mittelträger an der Koppelfuge, Einfluss Baufolge
- Tab. 4-11: Ergebnisse Nachrechnung Koppelfuge 2 B233 Seseke Mittelträger
- Tab. 4-12: Korrekturfaktor  $\lambda_T$  für Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitt
- Tab. 4-13: Ausschnitt Auftretenswahrscheinlichkeit Temperaturgradient gemäß NaRil Tab. 12.3 mit Markierung des häufigen Gradienten nach DIN-Fachberichts 101
- Tab. 4-14: Ergebnis Vergleichsrechnung der Korrekturfaktoren  $\lambda_T$  für Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitt
- Tab. 4-15: Messungen an den der Koppelfugen
- Tab. 4-16: Ergebnisse gemäß Stufe 3 der Handlungsanweisung
- Tab. 4-17: Punktwertung aus Sensitivitätsanalyse
- Tab. 4-18: Versatzmoment zur Korrektur des Grundmomentes
- Tab. 4-19: Vergleich der rechnerischen Schwingbreiten nach Stufe 3 mit/ohne Ansatz der Ergebnisse des Monitorings
- Tab. 4-20: Ergebnisse nach Stufe 3 der Handlungsanweisung (untere Spanngliedlage)

- Tab. 4-21: Ergebnisse nach Stufe 3 der Handlungsanweisung (obere Spannliedlage)
- Tab. 4-22: Ergebnisse nach Stufe 2 und 3 der Handlungsanweisung (untere Spannliedlage)
- Tab. 4-23: Häufige und seltene Grenzwerte des vertikalen Temperaturgradienten
- Tab. 4-24: Biegemomente an der Koppelfuge, Mittelträger für den Ermüdungsnachweis in Längsrichtung
- Tab. 4-25: Kombinationsbeiwerte Straßenbrücke DIN EN 1991-2/NA (DIN-Fachbericht 101)
- Tab. 4-26: Ermittlung Faktor  $\lambda_T$
- Tab. 4-27: Biegemomente Koppelfuge 2 Mittelträger B233 Seseke Ermüdungslastmodell 4
- Tab. 4-28: Maximale und minimale Schnittgrößen je Fahrzeug und Temperaturgradient
- Tab. 4-29: Spannungsschwingbreiten je Fahrzeug, Überfahrt und Temperaturgradient B233 Seseke Koppelfuge Mittelträger
- Tab. 4-30: Schädigung je Fahrzeug, Überfahrt und Temperaturgradient B233 Seseke Koppelfuge Mittelträger
- Tab. 4-31: Schädigung je Zeitraum

## Anhang A – Bilder

- Bild A-1: Querschnitt eines Überbaus des BW179
- Bild A-2: Verwendete Arbeitslinie des Beton B450
- Bild A-3: Verwendete Arbeitslinie des Betonstahls BSt II
- Bild A-4: Verwendete Arbeitslinie des Spannstahls St 145/160
- Bild A-5: Animationen des Rechenmodells
- Bild A-6: Auszug aus den Bestandplänen (Vorspannung der Fahrbahnplatte)
- Bild A-7: Belastung aus Eigengewicht der Fahrbahnplatte/Kragarme
- Bild A-8: Belastung aus Ausbaulast

- Bild A-9: Belastung aus Brückenklasse 60 (Laststellung max  $M_{Ed, Fahrbahnplatte}$ )
- Bild A-10: Belastung aus LM1 (Laststellung max  $M_{Ed, Fahrbahnplatte}$ )
- Bild A-11: Belastung aus Brückenklasse 60 (Laststellung min  $M_{Ed, Fahrbahnplatte}$ )
- Bild A-12: Belastung aus LM1 (Laststellung min  $M_{Ed, Fahrbahnplatte}$ )
- Bild A-13: Belastung aus Brückenklasse 60 (Laststellung min  $M_{Ed, Kragarm}$ )
- Bild A-14: Belastung aus LM1 (Laststellung min  $M_{Ed, Kragarm}$ )
- Bild A-15: Bemessungswert der Biegemomente der Fahrbahnplatte max  $m_{y, Ed}$  in kNm/m (lin.-el.); links: Verkehr aus BK60, rechts: Verkehr aus LM1 ( $f = 1,0$ ),
- Bild A-16: Bemessungswert der Biegemomente der Fahrbahnplatte min  $m_{y, Ed}$  in kNm/m (lin.-el.); links: Verkehr aus BK60, rechts: Verkehr aus LM1 ( $f = 1,0$ ),
- Bild A-17: Bemessungswert der Biegemomente des Kragarms min  $m_{y, Ed}$  in kNm/m (lin.-el.); links: Verkehr aus BK60, rechts: Verkehr aus LM1 ( $f = 1,0$ ),
- Bild A-18: Idealierte Darstellung der Entstehung von Membrankraftkräften in der Fahrbahnplatte durch Druckbogenwirkung
- Bild A-19: Nichtlineare Schnittgrößen für BK 60 (DIN 1072) – mit  $\gamma_Q = 1,45$  links: Biegemomente  $m_{y, Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y, Ed}$  in kN/m
- Bild A-20: Nichtlineare Schnittgrößen für BK 60 (DIN 1072) – mit  $\gamma_Q = 1,05$  links: Biegemomente  $m_{y, Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y, Ed}$  in kN/m
- Bild A-21: Nichtlineare Schnittgrößen für BK 60 (DIN 1072) – mit  $\gamma_Q = 0,90$  links: Biegemomente  $m_{y, Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y, Ed}$  in kN/m
- Bild A-22: Nichtlineare Schnittgrößen für LM 1 (DIN-Fachbericht 101) – mit  $\gamma_Q = 1,13$  links: Biegemomente  $m_{y, Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y, Ed}$  in kN/m

Bild A-23: Nichtlineare Schnittgrößen für LM 1 (DIN-Fachbericht 101) – mit  $\gamma Q = 1,30$  links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

Bild A-24: Nichtlineare Schnittgrößen für LM 1 (DIN-Fachbericht 101) – mit  $\gamma Q = 1,15$  links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

Bild A-25: Nichtlineare Betonstahlspannungen für BK 60 (DIN 1072) – mit  $\gamma Q = 1,45$  links: obere Bewehrungslage, in  $N/mm^2$ , rechts: untere Bewehrungslage, in  $N/mm^2$

Bild A-26: Nichtlineare Betonstahlspannungen für BK 60 (DIN 1072) – mit  $\gamma Q = 1,13$  links: obere Bewehrungslage, in  $N/mm^2$ , rechts: untere Bewehrungslage, in  $N/mm^2$

Bild A-27: Schnittgrößen aus der Quervorspannung mit  $A_{p,r}/A_p = 0,10$  links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

Bild A-28: Nichtlineare Schnittgrößen für LF 3110 – mit  $\gamma Q = 1,13$  links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

Bild A-29: Nichtlineare Betonstahlspannungen für LF 3110 – mit  $\gamma Q = 1,13$  links: obere Bewehrungslage, in  $N/mm^2$ , rechts: untere Bewehrungslage, in  $N/mm^2$

Bild A-30: Nichtlineare Schnittgrößen für LF 3210 – mit  $\gamma Q = 1,15$  links: Biegemomente  $m_{y,Ed}$  in kNm/m, rechts: Membrankräfte  $n_{y,Ed}$  in kN/m

Bild A-31: Nichtlineare Betonstahlspannungen für LF 3210 – mit  $\gamma Q = 1,15$  links: obere Bewehrungslage, in  $N/mm^2$ , rechts: untere Bewehrungslage, in  $N/mm^2$

Bild A-32: Ansicht des Bauwerks

Bild A-33: Auszüge aus den Bestandsplänen

Bild A-34: Versagensmechanismus einer rechteckigen Platte

Bild A-35: Gewählte Bruchfigur für den Nachweis der Resttragfähigkeit für die BK 60 im Innenfeld

Bild A-36: Gewählte Bruchfigur für den Nachweis der Resttragfähigkeit für die BK60 im Randfeld

Bild A-37: Maximale nichtlineare Betonstahlspannungen der oberen Bewehrungslage, Brückenklasse

Bild A-38: Maximale nichtlineare Betonstahlspannungen der unteren Bewehrungslage, Brückenklasse

## Anhang B – Bilder

Bild B-1: Moment-Spannstahlspannung-Diagramm B233 Seseke Randträger

Bild B-2: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm B233 Seseke Randträger

Bild B-3: Grundmoment-Spannungsschwingbreite-Diagramm (Bemessungsniveau) B233 Seseke Randträger Temperaturuntersuchung

## Anhang B – Tabellen

Tab. B-1: Materialkennwerte Überbau Talbrücke Unterrieden

Tab. B-2: Materialkennwerte Überbau B233 Seseke

Tab. B-3: Biegemomente B233 Seseke Koppelfuge K2 je Einwirkung Randträger

Tab. B-4: Biegemomente B233 Seseke Randträger an der Koppelfuge

Tab. B-5: Ergebnisse Nachrechnung B233 Seseke Randträger



## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

#### 2019

**B 147: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen**

Blosfeld, Schreck, Decker, Wawrzyniak  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

#### 2020

**B 146: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von vollverschlossenen Seilen mit Korrosionsschäden**

Paschen, Dürrer, Gronau, Rentmeister  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 148: Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit**

Maurer, Bettin  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 149: Untersuchungen zum Einfluss von Modellparametern auf die Lebensdauerprognose für Brückenbauwerke**

Keßler, Gehlen € 16,00

**B 150: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze**

Hegger, Herbrand, Adam, Maurer, Gleich, Stuppak, Fischer, Schramm, Scheufler, Zilch, Tecusan  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 151: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken**

Ralbovsky, Prammer, Lachinger, Vorwagner  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 152: Bemessung von Kopfbolzendübeln in Randlage unter Vermeidung eines Versagens infolge Herausziehens**

Kuhlmann, Stempniewski  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 153: Kanalbrücke Berkenthin mit temperierter Fahrbahn – Pilotprojekt**

Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski € 15,00

**B 154: Korrosionsschutz von Brückenseilen – Wickelverfahren mit Korrosionsschutzbändern**

Friedrich € 9,00

**B 155: Innovativer und nachhaltiger Ersatzneubau von Betonbrücken**

Wirker, Donner  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 156: Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen von Monitoringmaßnahmen – Entwicklung eines Konzepts für die Analyse von Nutzen und Kosten**

Schubert, Faber, Betz, Straub, Niemeier, Ziegler, Walther, Majka  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 157: 9. BASt-Tunnelsymposium – Tagungsband**

€ 16,00

**B 158: Beanspruchung orthotroper Fahrbahnplatten infolge der Erneuerung des Brückenbelags**

Friedrich, Eilers, Quaas, Robrecht, Schamne, Staack  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 159: Lebenszyklusmanagement für Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur – Entwicklung eines verkehrsträgerübergreifenden, indikatorgestützten Systems**

Lebhardt, Seiler, Gerdas € 15,50

#### 2021

**B 160: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke – Datenerfassungsstrategien und Datenanalyse für intelligente Kalottenlager**

Butz  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 161: Lagerwege von Brücken**

Butz, Mack, Krawtschuk, Maldonado  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 162: Druckgurtanschluss in Hohlkastenbrücken – Ingenieurmodelle zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Tragfähigkeit**

Müller  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 163: Dauerüberwachung von Bestandsbrücken – Quantifizierung von Zuverlässigkeit und Nutzen**

Hindersmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 164: Intelligente Bauwerke – Verfahren zur Auswertung, Verifizierung und Aufbereitung von Messdaten**

Kleinert, Sawo  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 165: Reaktions- und Wiederherstellungsprozess für die Straßeninfrastruktur nach disruptiven Ereignissen**

Deublein, Roth, Bruns, Zulauf  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 166: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Verfügbarkeit und Sicherheit von Elementen der Straßeninfrastruktur bei außergewöhnlichen Ereignissen**

Finger, Stolz, Fischer, Hasenstein, Rinder  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 167: Erfahrungssammlung zu Fahrbahnübergängen aus Polyurethan**

Staack, Eilers € 15,50

**B 168: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke Messtechnische Erfassung von Verkehrsdaten auf der Basis von instrumentierten Fahrbahnübergängen**

Rill  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 169: Entwicklung von Bemessungshilfen für bestehende Stahlbetonkragarme auf Basis nichtlinearer Berechnungen**

Neumann, Brauer  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 170: Feuerverzinken als dauerhafter Korrosionsschutz für Stahlverbundbrücken – Praxisbericht zum Pilotprojekt**

Ansorge, Franz, Düren-Rost, Friedrich, Huckshold, Lebelt, Rademacher, Ungermann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 171: Bauwerksprüfung gemäß DIN 1076 – Unterstützung durch (halb-) automatisierte Bildauswertung durch UAV (Unmanned Aerial Vehicles – Unbemannte Fluggeräte)**

Morgenthal, Rodehorst, Hallermann, Debus, Benz  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 172: Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken – Erfassung von Spannungszuständen in Spannbetonversuchsträgern mit Ultraschallsensoren**

Niederleithinger, Werner, Galindo, Casares, Bertschat, Mierschke, Wang, Wiggenhauser  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 173: Vermeidung chloridinduzierter Korrosion in Tunnelinnenschalen aus Stahlbeton**

Rudolph, Orgass, Schneider, Lorenz, Reichel, Schmidt  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

## 2022

**B 174: Kunststoffabdichtungen unter Brückenbelägen**

Dudenhöfer, Rückert  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 175: Statische Vergleichsberechnung von gemauerten Gewölbebrücken zur Validierung des Entwurfs der neuen Nachrechnungsrichtlinie (Mauerwerk)**

Purtak, Möbius  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 176: Erfahrungssammlung zu Fahrbahnübergängen aus Asphalt in geringen Abmessungen – Belagsdehnfugen**

Staeck € 15,00

**B 177: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke Synchronisation von Sensorik und automatisierte Auswertung von Messdaten**

Freundt, Böning, Fischer, Lau  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 178: Intelligente Brücke – Reallabor Intelligente Brücke im Digitalen Testfeld Autobahn**

Windmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 179: Erarbeitung eines vereinfachten Nachweisformats für die Erdbebenbemessung von Brückenbauwerken in Deutschland**

Bauer, Gündel, Ries, Karius, Honerboom, Haug  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 180: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen – Einzelgabionen mit Steinfüllung**

Schreck, Decker, Wawrzyniak  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 181: Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten**

Maurer, Wentzek, Hegger, Adam, Rombach, Harter, Zilch, Tecusan  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 182: Building Information Modeling (BIM) im Brückenbau**

Seitner, Probst, Borrmann, Vilgertshofer  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 183: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln – Überprüfung der Annahmen und Parameter für Risikoanalysen**

Kohl, Kammerer, Heger, Mayer, Brenninger, Zulauf, Locher € 18,00

**B 184: Methodik und Prototyp für eine optimierte Planung von Ertüchtigung und/oder Ersatz wichtiger Brücken**

Kindl, Stadler, Walther, Bornmann, Freitag  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 185: Bauwerksprüfung mittels 3D-Bauwerksmodellen und erweiterter/virtueller Realität**

Hill, Bahlau, Butenhof, Degener, Klein, Kukushkin, Riedlinger, Oppermann, Lambracht, Mertens  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

## 2023

**B 186: Integration der Handlungsanweisungen Spannungsrisskorrosion und Koppelfugen in die Nachrechnungsrichtlinie**

Zilch, Kriechbaum, Maurer, Heinrich, Weiher, Runtemund  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

---

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG  
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen  
Tel.+(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.