

# **Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Brücken- und Ingenieurbau Heft B 128**

The logo for 'bast' is written in a bold, lowercase, green sans-serif font. The letters are thick and have a slight shadow effect, giving it a three-dimensional appearance. The 'a' and 's' are particularly prominent.

# Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden

von

Dieter Ungermann  
Bettina Brune  
Pascal Giese

Ingenieurgemeinschaft für Stahlforschung  
Dortmund

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 128

**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 Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Schünemann Verlag GmbH, 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 Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.  
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

## Impressum

**Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.475/2009/CRB:**  
Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken mit Schäden in Form von Rissen im Bereich von Anschlüssen im Quersystem (Kategorie-3-Schäden)

**Fachbetreuung:**  
Heinz Friedrich

**Herausgeber**  
Bundesanstalt für Straßenwesen  
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach  
Telefon: (0 22 04) 43 - 0  
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

**Redaktion**  
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

**Druck und Verlag**  
Fachverlag NW in der  
Carl Schünemann Verlag GmbH  
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 978-3-95606-243-8

Bergisch Gladbach, März 2016

## Kurzfassung – Abstract

### Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden

Neben Ermüdungsschäden an orthotropen Fahrbahnplatten sind bei Stahlbrücken auch Schäden an nicht direkt befahrenen Konstruktionsteilen der Quersysteme (Kategorie-3-Schäden) festgestellt worden. Das stetig steigende Verkehrsaufkommen führt zu einer Verschärfung des Problems, sodass die Dauerhaftigkeit betroffener Brückenkonstruktionen auch durch diese Schäden gefährdet wird.

Anhand ausgewählter Beispiele aus der Literatur und Praxis der Straßenbauverwaltungen werden Kategorie-3-Schäden systematisch untersucht. Die Erfahrungen werden zusammengestellt, ausgewertet und typisiert. Die wesentlichen Ursachen sind Überbeanspruchungen, ermüdungsanfällige Konstruktionsweisen, mangelnde Ausführungsqualität und Modellierungsfehler bei den Berechnungen. Eine Verknüpfung typischer Schadensbilder mit allgemeinen Ursachen ist in gewissem Umfang möglich, sodass der Bericht eine erste Hilfestellung bei der Behandlung von Kategorie-3-Schäden sein kann.

Weiterhin werden ausgeführte und weitere Instandsetzungs- und Ertüchtigungsvarianten an stählernen Balkenbrücken mit Hohlkasten- und offenem Querschnitt in allgemeiner Form mit numerischen FE Berechnungen untersucht, um Vor- und Nachteil herauszustellen. Es zeigt sich, dass eine möglichst gleichmäßige Steifigkeitsverteilung im Aussteifungssystem anzustreben ist. Aber auch mit verkehrsleitenden Maßnahmen wie eine Verlegung der Fahrstreifen ohne Eingriff in das Tragwerk lassen sich die kritischen Beanspruchungen u. U. deutlich reduzieren.

Ein besonderes Augenmerk wird in diesem Bericht auf die Bauwerkserhaltungsmaßnahme, vollständig auf aussteifende Verbände zu verzichten, gelegt. Der Formerhalt des Brückenquerschnitts wird dabei ausschließlich über die Rahmenwirkung der Quersysteme realisiert. Umfangreiche numerische Untersuchungen beleuchten die Spannungsänderungen der kritischen Details, aber auch mögliche Umlagerungen im gesamten Tragwerk durch die Änderung des Aussteifungssystems. Weiterhin werden auch experimentelle Untersuchungen angestellt, um die Wirksamkeit und Effizienz dieser Variante zu bewerten.

Schließlich werden die untersuchten Ertüchtigungs- und Instandsetzungsvarianten bewertet und es werden allgemeine Empfehlungen zur Behandlung von Kategorie-3-Schäden gegeben.

### Reinforcing steel bridges with category-3-damages

In recent years, fatigue damages have been observed at the main supporting structure of steel bridges, the orthotropic decks, as well as the transverse structure of steel bridges (the so-called category 3-failure). The rapidly increasing road traffic intensifies the situation resulting in a huge amount of steel bridges affected by fatigue damages.

In the frame of this research project, existing steel bridges with category 3-fatigue cracks have been intensively investigated. Fatigue failure modes and general evaluation criteria have been summarized, analysed and categorised. The principal reasons for fatigue cracks in steel bridges are typically overstraining due to (increasing) road traffic, stiffness discontinuities, inappropriate quality of material and execution as well as simplified modelling within the static calculation. The different fatigue failure modes observed in transversal bridge systems have been specified and assigned to the aforementioned causes of damage. This enables a first fundamental and time-efficient definition and classification of category 3-damages.

FE-simulations of transversal steel bridge structures with open and box sections (with and without reinforcements) have been carried out to evaluate and review the structural bridge concepts. The investigations prove that apportioning the transverse stiffness of the bridge steel structure is most efficient to decrease stresses. Additionally, a shift of the first traffic line can lead to enormous stress reductions. Based on these studies, a special way of the steel bridges' maintenance has been followed up, which is removing all possible transversal bracings. The stiffness of the lateral bridge system is thus realised by the transversal frames built by cross beams and vertical stiffeners only. The fundamental idea is to avoid constructive

discontinuities and equalize the lateral stiffness in longitudinal direction. Numerous FE-simulations have been performed accounting for different sections and transverse structures, analysing stress distributions and stress peaks to identify the critical details. Additional tests prove the properties and the efficiency of this maintenance task.

Finally, different options of maintenance and repair have been investigated both newly and successfully applied in the recent past. Appropriate actions for solving essential category 3-fatigue problems. are presented.

## Summary

### 1 Introduction

In recent years, the road traffic has increased rapidly. The still growing logistic industry has resulted in numerous heavy-goods vehicles driving twenty-four-seven. Currently, roads and particularly bridges (many of them built in the 1960s) have to transfer considerably higher loads compared to their former design loads. Furthermore, fatigue resistance of steel bridges has been proved to be essential, but was not accounted for in bridge design 50 years ago. In the recent past, fatigue cracks have been detected in steel bridge constructions caused by both insufficient fatigue design and bad execution quality. Fatigue damages occur at the main supporting structure of steel bridges, the orthotropic decks, as well as the transverse structure of steel bridges (the so-called category 3-failure) starting out at the welded or bolted joints in most cases. Efficient fundamental concepts for sustainable maintenance and reinforcement of older steel bridge constructions are urgently required to avoid costly and time-consuming demolition and new building of bridges.

This report presents the results of a research project on category 3-damages of steel bridges. The investigations base on extensive case studies of currently existing steel bridges with category 3-fatigue cracks. The analysis cover cause research and results in technical proposals for effective maintenance. General evaluation criteria, which allow for first fundamental analysis of cracks observed in transversal bridge systems, have been developed. Furthermore, FE-simulations of transversal steel bridge constructions have been performed to increase the data base of possible steel bridge configurations and to evaluate and review the new concepts respectively.

Inventory documents of relevant steel bridges have been provided by the German administration. The extensive documents consist of static calculations, drawings and expertise reports. The table 1 summarizes the steel bridges including their main characteristics used for the case studies.

### 2 Failure Analysis

The detailed failure analysis proves that fatigue-cracks in transversal steel bridge constructions mostly occur at the intersection between cross

bridge	year	max. span [m]	radius in the ground view [m]	width [m]	type of construction	number of main beams	height of construction [m]		lanes per direction	Number of carriageways
							min	max		
Haseltalbrücke (A3)	1961	101,6	2000	29,3	sw	2	3,7	5,0	2	2
Donaubrücke Sinzing (A3)	1966	129,9	∞	2x14,5	sw	2	3,5	5,1	2	1
Autobahnbrücke bei Durlach (A5)	1982	100,0	∞	19,1	sw	2	2,4	3,0	3+1	1
Dehmseebrücke (A12)	1989	55,0	∞	11,75	sw	2	2,25	2,25	2	1
Sinntalbrücke (A7)	1967	110,0	1100	30,0	sw	2	4,0	5,0	2	2
Ruhrthalbrücke Mintard (A52)	1966	126,0	3000	27,5	b	1	4,5	4,5	2	2
Hochstraße A Leverkusen (A1)	1964	48,2	1000	33,0	b	2	1,5	1,85	3	2
Rheinbrücke Leverkusen (A1)	1965	280,0	∞	37,1	b	1	3,3	4,2	2+1	2
Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp (A40)	1971	350	∞	36,3	b	1	4,0	4,0	2+1	2
Weserstrombrücke (A1)	1963	143,4	∞	37,0	b	3	2,3	4,9	3+1	2
explanation: sw – solid web girder b – box girder										

Tab. 1: Overview of bridge constructions used as database



Fig. 1: Donaubrücke Sinzing (A3): selected failure mode

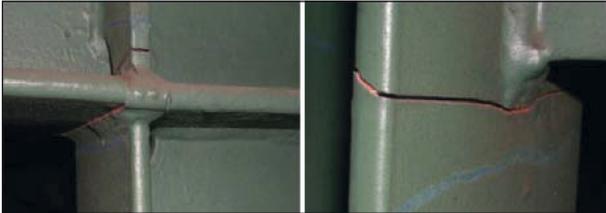


Fig. 2: Autobahnbrücke Durlach (A5); left: cracks in the welded connection of the TS to the lower flange of the CB; right: crack in the flange of the TS below the junction plate



Fig. 3: Hochstraße A Leverkusen (A1); left: crack in the weld between vertical and horizontal stiffener(1994); right: crack in the TS of the bottom plate (2006)

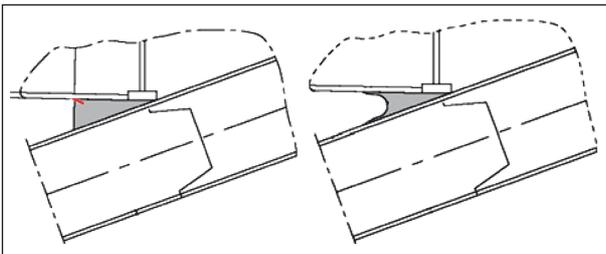


Fig. 4: Hochstraße A Leverkusen (A1); left: crack in the weld Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp (A40) upper joint of the DS; left: before rehabilitation including the detected crack; right: after the rehabilitation

beam (CB), transversal stiffener (TS) and the bracings (figure 1 and figure 2). This point of construction is specified as the critical detail. This is in line with the fatigue failure of steel bridges with box sections for which the intersection between the vertical and horizontal stiffeners is a crucial detail as well (figure 3). Considering steel bridges with hollow sections the joints of the outer, diagonal struts (DS) are another critical details of the transversal system shown in figure 4.



Fig. 5: Rheinbrücke Leverkusen (A1): cracks within the load application of the outer DS inside the box girder

### 3 Generalization

The following list summarizes the main reasons for category 3-fatigue damages of steel bridges analysed by means of the inventory documents available:

#### Design and construction

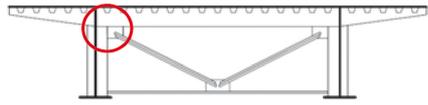
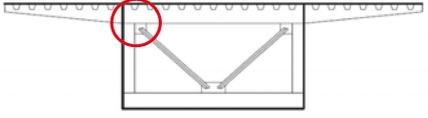
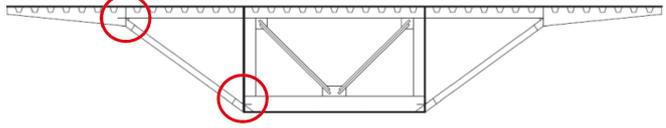
- Simplified modelling within the static calculations, especially regarding the joints of the transversal bridge system (hinged vs. rigid support),
- very slender constructions due to simplified design,
- missing member checks for the transversal system (design without calculation),
- structural discontinuity,
- no fatigue design at all.

#### Quality of assembly and erection

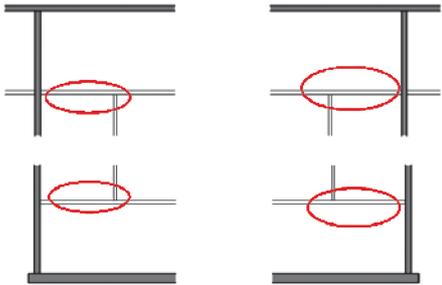
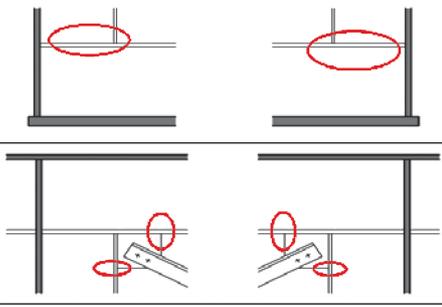
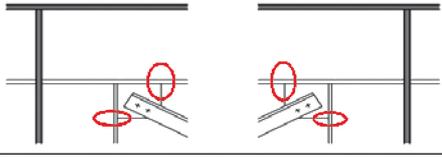
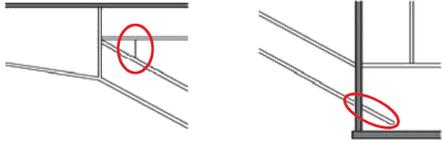
- deficient welding quality,
- inappropriate quality of material,
- inappropriate order of assembling (residual stresses).

#### Change of use

- overstraining due to functional modifications (e.g. number and arrangement of traffic lanes),
- overstraining due to increasing road traffic.

<b>type Ia</b>	solid web girder, frame corner, (CB to TS), no bracings	
<b>type Ib</b>	box girder, frame corner (CB to TS or vert. to hor. TS) no bracings	
<b>type IIa</b>	solid web girder, connection between CB and TS, including bracings	
<b>type IIb</b>	box girder, connection between CB and TS, including bracings	
<b>type III</b>	box girder, joints of the outer diagonal strut	

**Tab. 2:** General types of damages in transversal systems

type	principal drawings	main reasons
type Ia and type Ib		<ul style="list-style-type: none"> <li>• simplified modelling</li> <li>• missing member check</li> <li>• missing post</li> <li>• filled weld instead of butt-weld</li> <li>• structural discontinuity</li> </ul>
type Ib		
type IIa and type IIb		<ul style="list-style-type: none"> <li>• wrong modelling assumptions</li> <li>• missing member check</li> <li>• structural discontinuity</li> </ul>
type III		<ul style="list-style-type: none"> <li>• missing member check (fatigue)</li> <li>• structural discontinuity</li> <li>• internal stresses because of inappropriate order of assembling</li> </ul>

**Tab. 3:** General drawings of critical details and correlated reasons

Three fundamentally different types of fatigue damages have been specified which are generally shown in table 2 and table 3. The critical details and the position of the observed fatigue cracks, respectively, are marked in red. Table 3 also contains the reasons for typical category 3-fatigue damages. Table 2 and 3 enable a first classification of fatigue damages in transversal steel bridge

structures. Moreover, it is possible to identify the main reasons for detected fatigue cracks depending on the bridge structure.

## 4 Options of repairs

### 4.1 Option 1: lane-shift

The position of the maximum traffic load in transversal direction, especially regarding the first traffic lane, mainly influences the internal stresses and deflections of the steel bridge systems. Investigating the Donaubrücke Sinzing and the Sinntalbrücke it can be shown, that the first traffic lane should preferably correspond to the centreline of the main bridge beam. Introducing an additional no passing-zone for high-goods vehicles (HGV) leads to further enormous stress reductions. Time, costs and efforts for design and performance are minimized.

Things are different considering steel bridges with box girder and diagonal struts (type III) e.g. Ruhrtalbrücke Mintard. The researches prove that the best position for the first lane cannot be defined regarding all critical fatigue details. Consequently, no general conclusion for type III-constructions can be drawn.

### 4.2 Option 2: additional bracings

Different transversal steel bridge systems with different sections (open or hollow sections) and different geometrical parameters loaded by a HGV crossing have been investigated, varying the distance between the transversal bracings. The stress variation range for the critical fatigue details has been calculated by FE-simulations and analysed. However, it can be summarized that the critical stress range is increasing with decreasing bracing distance. This conclusion is comprehensible since the rigid bracings prevent deformations, but result in increased stresses. Thus, additional bracings are no options to prevent category 3-damages of steel bridges.

### 4.3 Option 3: stiffening by frames

Option 3 deals with the opposite constructive solution, which is removing all possible transversal bracings (figure 6). Exemplarily investigations concentrate on the Sinntalbrücke (table 1), whose stiffness of the lateral bridge system is realized by transversal frames built by cross beams and vertical stiffeners only.

The fundamental idea is to avoid constructive discontinuities and equalize the lateral stiffness of the bridge system in longitudinal direction.

Consequently, one has to accept increased deformations in order to obtain reduced constraint stresses. Additionally, one can strengthen the vertical stiffeners (upright of the transversal frame).

On the other hand, critical details and unfavourable joints should be redesigned based on the current state of the art (EC3-1-9 and EC3-2). Fatigue classes less than FAT 71 might be avoided by doing so.

Within the scope of the research project different steel bridge systems were investigated to predict the stress ranges of critical details for both lateral systems (with and without bracings). Moreover, different strengthening variations of the lateral construction were analysed. The research results prove a first positive effect, if only the bracings are removed. Strengthening the frame uprights (vertical stiffeners) leads to more reduced stress ranges at the critical joints. However, each bridge system reaches an individual significant point, where stronger reinforcements do not result in further stress reductions. Additional redesigning of the critical details can lead to a significant improvement of the fatigue resistance. According to the research studies the decreased stress values of the so-designed bridge system provide sufficient fatigue resistance ( $N=5 \cdot 10^6$ ), even in the range of the cut-off limit ( $N=10^8$ ).

Removing the bracings reduces the bridge's dead load. On the other hand, the new reinforcing members increase the dead load. An optimized design might lead to a balancing of reduced and additional loads. Within the research project, the increase of dead loads after reconstruction was less than 3% compared to the original state.

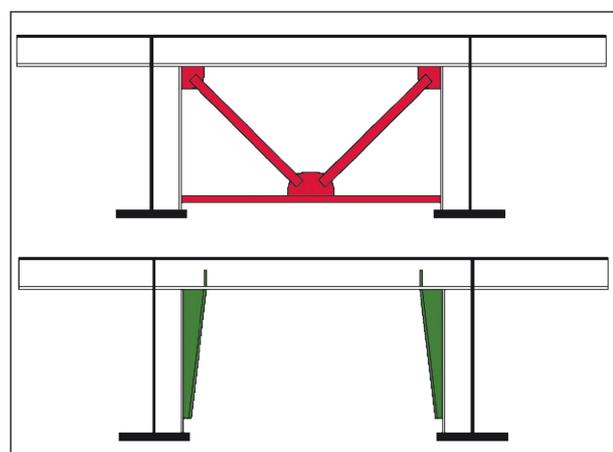
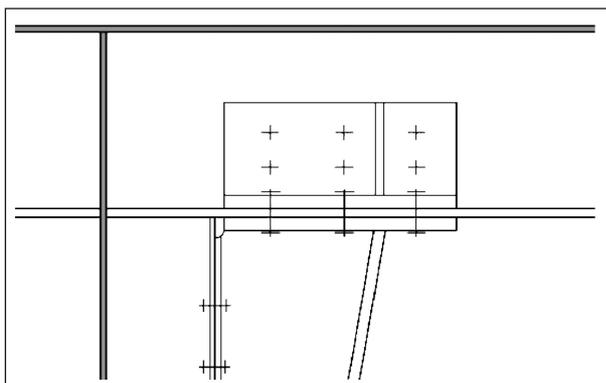


Fig. 6: Option 3; top: old section with bracings (red), which can be removed; bottom: reconstructed section with new reinforcing members (green)

Removing the bracings reduces the bridge's stiffness and thus, results in increased deformations and stress of the main girder. The research project comprises further investigations to qualify these effects. The additional horizontal deformations are proved small compared to the existing deformations, so they are negligible. The additional stress compared to the original construction was always less than 10%.

Furthermore, the aspect of lateral (torsional) buckling of the compressed bottom flange of the main girder has to be reconsidered. Numerous FE-simulations have been carried out accounting for different open bridge sections. The global buckling analysis prove that a reduced lateral stiffness due to removed bracings results in increased stresses of the bridge construction since lateral support points are reduced. This increase was limited to values between 5% and 10% by strengthening the transversal stiffeners. But introducing new reinforcing elements demands new corresponding member checks with respect to all specific boundary conditions! In specific case studies, these conditions have been unfavourable (i.e. high main girder, long distance between the cross beams, soft cross beam, slim bottom flange of the main girder and high stresses), which might result in an overstraining of the steel structure.

Within the scope of the project, option 3 has been investigated by fatigue tests. The experimental investigations show no negative effects due to premature fatigue damage. An improvement of the fatigue resistance was clearly verified. Unfortunately, a significant welding distortion occurs after assembling the strengthening members. This effect can be avoided by using bolted connections (figure 7).



**Fig. 7:** Bolted execution of option 3 in order to avoid unintended welding distortion

#### 4.4 Option 4: local reinforcement

This maintaining option 4 refers to the experiences with the Donaubrücke Sinzing. The priority objective was to minimize the additional dead load and to keep the global bearing system. Thus, all maintaining options focus on strengthening the damaged details and joints locally (see figure 8).

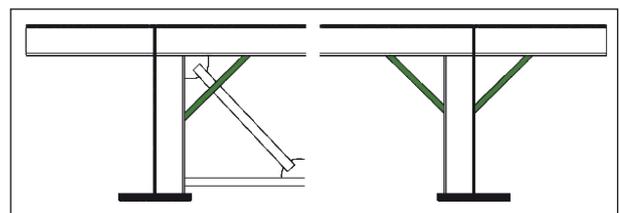
Within the frame of this project option 4 was investigated considering open sections only. As expected, the dead loads do not increase significantly compared to the original bridge structure (<1%).

The results of all FE-simulations agree in view of fatigue behaviour. The critical stress ranges decrease significantly, stress reductions from 30% to 90% have been predicted. However, the improved fatigue resistance is not always sufficient, particularly regarding bridge structures with slender main girders and bracings. The unfavourable effect of the remaining notches often results in overstraining of the steel construction in the bracing axis.

Further numerical analysis focus on the redistribution of internal forces of the strengthened bridge structure. Thus, the maximum strains in the bottom flange of the main girder were determined before and after the reinforcement. Concluding, the stress values of the new system increased, but less than 4%, which is acceptable.

#### 4.5 Option 5: load distribution by a trussed beam

Option 5 refers to a maintenance solution of the Haseltalbrücke. An additional longitudinal trussed beam was introduced to reduce the critical strains in the bridge's lateral direction by strengthening the longitudinal bridge structure. At the same time this concept gives the opportunity to increase the bearing capacity of the main bridge construction.



**Fig. 8:** Basic principle of the corrective maintenance at the Donaubrücke Sinzing

Option 5 is most effective if there is a long distance between the original main bridge girders.

By means of FE-analysis, the fatigue behaviour and the bearing capacity of typical open sections with long spans of the cross beam and an additional truss girder were studied. The predicted stress ranges of the new bridge systems were reduced from about 30% to 50%. The increase of the global bearing capacity was not that sufficient (2-3%). Further improvements might be generated by reducing the notch effects of single details.

the Haseltalbrücke, could not be verified by the performed numerical investigations. As the amount of work and time for simulating the entire bridge structure is enormous compared to all the other maintenance options, this alternative is recommended for specific bridge constructions only.

#### 4.6 Option 6: Hinged joints

Significant differences between static modelling and construction of steel bridges exist, particularly regarding the intersection and connections of members. This discrepancy is found to be one of the decisive cause of damage in transversal bridge systems. Constructive solutions, such as additional, strengthening elements, are not always a suitable way to deal with this problem. Contrary, it might be required to remove specific material in order to reduce the rotational stiffness locally and to obtain a hinged joint. However, a sufficient lateral stiffness of the bridge system is a fundamental condition for this option.

The Ruhrtalbrücke Mintard can be taken as an example for option 6. The transverse stiffness of the box girder is realised as a frame built by two vertical stiffeners and one horizontal stiffener at the bottom flange. In the scope of maintenance several years ago, the connection of the two webs and the upper flange is reconstructed as a hinged joint. Currently, the bridge constructions seems to be fatigue-proof.

The first investigations concentrate on the stress redistribution at the bottom corner of the frame and the box girder, respectively, as well as the prediction of its fatigue resistance. The numeric analysis of the Ruhrtalbrücke Mintard loaded by a vehicle crossing prove, that there are no significant changes of the maximum stress ranges in the bottom corner.

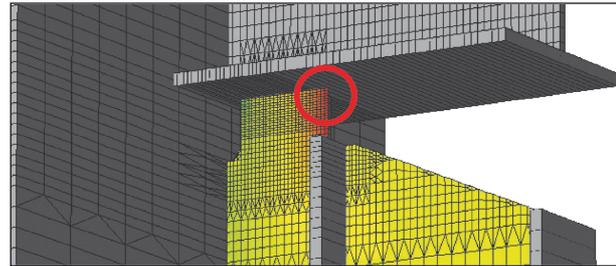


Fig. 9: Numeric model of the reduced section and stress range in the web of the stiffener

Considering the box girder's top corner, one has to admit that the redesigned hinged joint cannot be modelled as a pure hinged support. The reduced section, built in practice, always transfers a specific, albeit small bending moment, which might cause fatigue cracks. A detailed numeric analysis was carried out to evaluate the influence of modelling the hinged joint. The figure 9 shows the corresponding normal stresses predicting a maximum stress range of  $\Delta\sigma=75,0\text{N/mm}^2$ . Using structural hot spot stresses and the relevant fatigue class of FAT 90, the numerical calculations result in fatigue failure of this critical detail. Contrary, fatigue cracks have not been detected at the Ruhrtalbrücke Mintard yet.

To sum up, the effectiveness of option 6 is proved by practical experience, but cannot be confirmed by FE-calculations.

The reconstruction of a hinged joint is even a proposal for open sections, if the distance between the bracings is small and lateral stiffness is ensured. There is no need for additional material and the existing static calculation remains valid. That is the advantage of this option.

## 5 Recommendations

Based on the research studies, a flow chart has been developed to assist design engineers who have to deal with category 3-fatigue problems (figure 10). Recommendations and decision criteria have been worked out as follows:

- Option 1: lane-shift: suitable for open sections and hollow section without outer diagonal struts especially as a temporary issue (type I & type II),
- Option 2: additional bracings: not recommended,
- Option 3: stiffening by frames: suitable for open and hollow section; some bearing reserves are

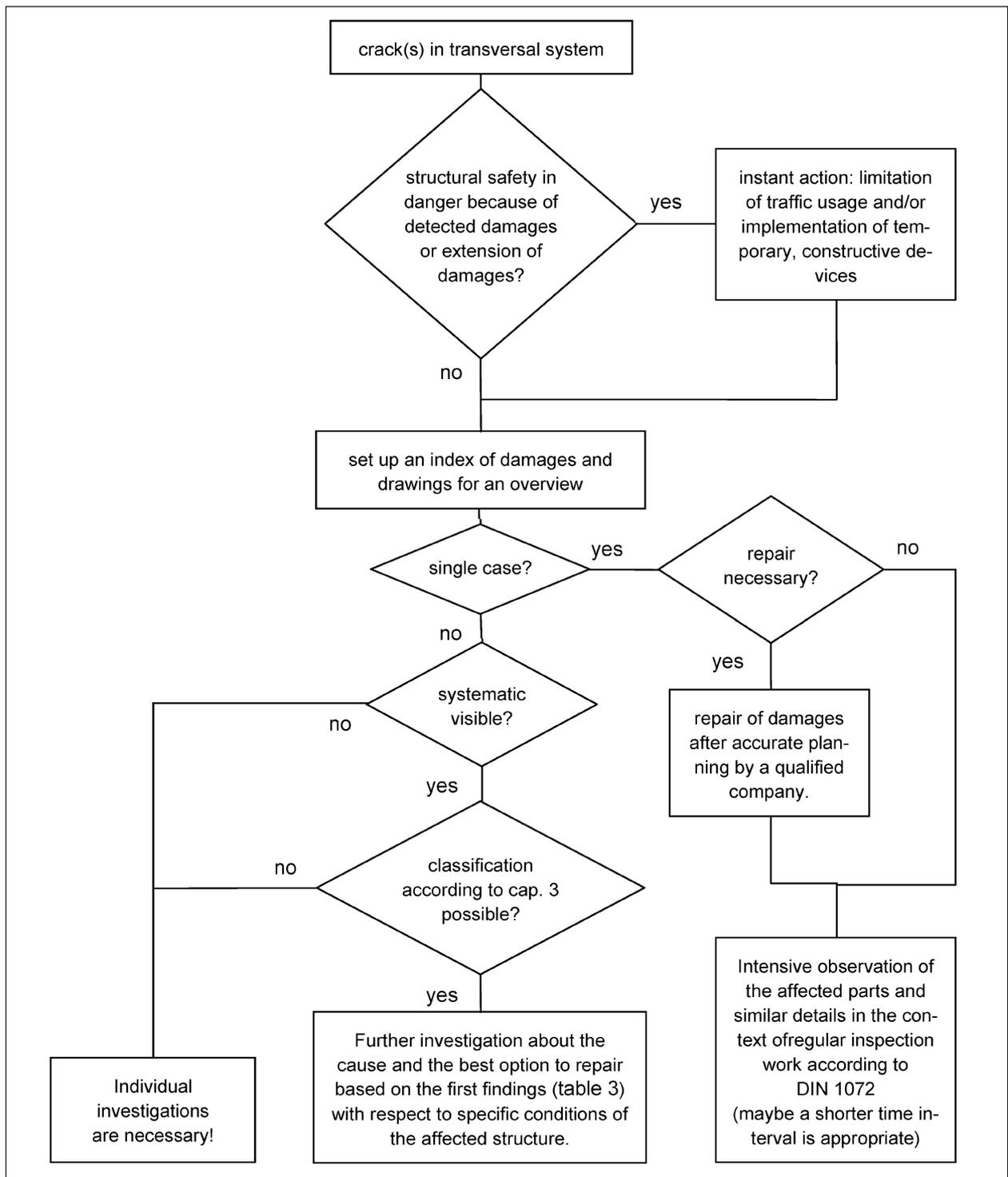


Fig. 10: Flow chart dealing with damages of the third category

- necessary; bad geometrical conditions might lead to overstressing,
  - Option 4: local reinforcement: generally suitable for all investigated sections,
  - Option 5: load-distribution by trussed beam: suitable for special cases only,
  - Option 6: creation of a hinge: unrestricted concerning hollow sections; open sections need to have a high grade of bracings; the creation of an ideal hinge is impossible, so comparable calculations are necessary,
- The following recommendations concern corrective maintenance:

- reducing the notch effect is obligatory,
- fatigue class FAT 71 should be the minimum,
- testing of material is obligatory,
- preliminary assembling of reinforcing elements during traffic,
- limiting welding distortion and internal forces,
- only qualified companies with evidence and reference should be involved.

## **6 Summary**

Category 3- fatigue damages of steel bridges were detected, collected and analysed based on inventory documents provided by the German administration. Three typical fatigue failure modes were defined, which refer to the critical details of the transversal system. This enables a fundamental and time-efficient classification of category 3-damages. The main reasons for fatigue cracks in the bridges' transversal system have been worked out and assigned to the aforementioned three categories. Thus, it is possible to obtain first indications for the cause of damage of category 3- fatigue cracks. Different options of maintenance and repair were investigated both newly and successfully applied in the recent past. The research project presents appropriate actions for solving essential category3-fatigue problems and furthermore, defines limitations for possible applications.

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	17	3.4.2	Beschreibung der Konstruktion	31
1.1	Problemstellung	17	3.4.3	Festgestellte Schäden und Ursachen	32
1.2	Zielsetzung	17	3.4.4	Maßnahmen zur Bauwerks- erhaltung	32
1.3	Vorgehensweise	17	<b>3.5</b>	<b>Sinntalbrücke (A 7)</b>	33
<b>2</b>	<b>Grundlagen</b>	18	3.5.1	Unterlagen	33
2.1	Abkürzungen	18	3.5.2	Beschreibung der Konstruktion	33
2.2	Kategorie-3-Schäden	18	3.5.3	Festgestellte Schäden und Ursachen	34
2.3	Elemente von Quersystemen, deren Auslegung und ihr Tragverhalten	18	<b>3.6</b>	<b>Ruhrtalbrücke Mintard (A 52)</b>	34
2.4	Steifigkeitsparameter	19	3.6.1	Unterlagen	34
2.5	Bauwerke mit bekannten Schäden der Kategorie 3	20	3.6.2	Beschreibung der Konstruktion	34
<b>3</b>	<b>Schadensanalysen</b>	20	3.6.3	Schadensüberblick	35
<b>3.1</b>	<b>Haseltalbrücke (A 3)</b>	20	3.6.4	Querstreifenanschluss	36
3.1.1	Unterlagen	20	3.6.5	Schrägstrebenanschluss unten	36
3.1.2	Beschreibung der Konstruktion	20	3.6.6	Schrägstrebenanschluss oben	37
3.1.3	Festgestellte Schäden und Ursachen	22	<b>3.7</b>	<b>Hochstraße A, Leverkusen (A 1)</b>	38
3.1.4	Maßnahmen zur Bauwerks- erhaltung	23	3.7.1	Unterlagen	38
<b>3.2</b>	<b>Donaubrücke Sinzing (A 3)</b>	25	3.7.2	Beschreibung der Konstruktion	38
3.2.1	Unterlagen	25	3.7.3	Schadenshistorie, Ursachen und Maßnahmen	39
3.2.2	Beschreibung der Konstruktion	25	3.7.4	Aktueller Bauwerkszustand	41
3.2.3	Festgestellte Schäden und Ursachen	26	<b>3.8</b>	<b>Rheinbrücke Leverkusen (A 1)</b>	41
3.2.4	Maßnahmen zur Bauwerks- erhaltung	27	3.8.1	Unterlagen	41
<b>3.3</b>	<b>Autobahnbrücke bei Durlach (A 5)</b>	28	3.8.2	Beschreibung der Konstruktion	42
3.3.1	Unterlagen	28	3.8.3	Festgestellte Schäden und Ursachen	42
3.3.2	Beschreibung der Konstruktion	29	3.8.4	Maßnahmen zur Bauwerks- erhaltung	44
3.3.3	Festgestellte Schäden und Ursachen	29	<b>3.9</b>	<b>Rheinbrücke Duisburg- Neuenkamp (A 40)</b>	45
3.3.4	Maßnahmen zur Bauwerks- erhaltung	30	3.9.1	Unterlagen	45
<b>3.4</b>	<b>Dehmseebrücke (A 12)</b>	31	3.9.2	Beschreibung der Konstruktion	45
3.4.1	Unterlagen	31	3.9.3	Festgestellte Schäden und Ursachen	45
			3.9.4	Maßnahmen zur Bauwerks- erhaltung	46

<b>3.10</b>	<b>Weserstrombrücke, Bremen (A 1)</b> . . . . .	46	<b>7</b>	<b>Nachrechnungen</b> . . . . .	59
3.10.1	Unterlagen . . . . .	46	7.1	Allgemeine Hinweise . . . . .	59
3.10.2	Beschreibung der Konstruktion . . . . .	46	7.2	Donaubrücke Sinzing (A 3) . . . . .	59
3.10.3	Festgestellte Schäden . . . . .	47	7.2.1	Beschreibung des Modells . . . . .	59
3.10.4	Ergebnisse der Nachrechnung . . . . .	48	7.2.2	Das ursprüngliche System . . . . .	60
3.10.5	Ergebnisse der Messungen . . . . .	48	7.2.3	Das instandgesetzte System . . . . .	63
<b>4</b>	<b>Verallgemeinerung Schäden</b> . . . . .	48	7.2.4	Einfluss der Instandsetzung auf die Steifigkeitsverteilung und die Bean- spruchungen . . . . .	65
4.1	Wesentliche Schadensursachen . . . . .	48	7.3	Sinntalbrücke (A 7) . . . . .	66
4.1.1	Diskrepanz zwischen Berechnung und Ausführung . . . . .	48	7.3.1	Beschreibung des Modells . . . . .	66
4.1.2	Konstruktive Durchbildung und Detailausführung . . . . .	50	7.3.2	Einflusslinien . . . . .	66
4.1.3	Materialqualität . . . . .	50	7.3.3	Ermüdungsnachweis . . . . .	68
4.1.4	Überbeanspruchungen . . . . .	50	7.3.4	Verformungen . . . . .	69
4.1.5	Zusammenfassung der wesent- lichen Ursachen für Kategorie- 3-Schäden . . . . .	50	7.3.5	Beanspruchungen . . . . .	69
4.2	Schadenstypisierung . . . . .	51	7.3.6	Stabilität des Hauptträger- Untergurts . . . . .	71
<b>5</b>	<b>Instandsetzungs- und Ertüchtigungsvarianten</b> . . . . .	52	7.3.7	Zusammenfassung . . . . .	74
5.1	Begriffe . . . . .	52	7.4	Ruhrtalbrücke Mintard (A 52) . . . . .	74
5.2	Allgemeine Ansätze . . . . .	53	7.4.1	Beschreibung des Modells . . . . .	74
5.3	Ansätze für die numerischen Untersuchungen . . . . .	53	7.4.2	Einflusslinien . . . . .	75
5.3.1	Variante 1: Verlegung der Fahrstreifen . . . . .	53	7.4.3	Gelenkausbildung . . . . .	77
5.3.2	Variante 2: Zusätzliche Querverbände . . . . .	54	<b>8</b>	<b>Parameterstudien</b> . . . . .	79
5.3.3	Variante 3: Rahmenaussteifungen . . . . .	54	8.1	Einschränkungen . . . . .	79
5.3.4	Variante 4: Eckverstärkungen . . . . .	55	8.2	Parameterbereich . . . . .	79
5.3.5	Variante 5: Lastverteiler Fachwerkklängsträger . . . . .	55	8.2.1	Allgemeines . . . . .	79
5.3.6	Variante 6: Gelenkausbildung . . . . .	55	8.2.2	Offene Querschnitte . . . . .	79
<b>6</b>	<b>Numerisches Modell</b> . . . . .	56	8.2.3	Hohlkastenquerschnitte . . . . .	80
6.1	Modellbildung . . . . .	56	8.2.4	Verbandsabstände . . . . .	81
6.2	Verifikation des FE-Modells . . . . .	57	8.3	Einwirkungen . . . . .	82
6.2.1	Referenz . . . . .	57	8.3.1	Verkehrslasten . . . . .	82
6.2.2	Vergleichsrechnungen . . . . .	58	8.3.2	Ermüdungslasten . . . . .	82
			8.3.3	Sonstige Lasten . . . . .	82
			8.4	Kritische Systeme für die Schadenstypen I und II . . . . .	82
			8.4.1	Allgemeines . . . . .	82
			8.4.2	Variation der Querträgersteifigkeit . . . . .	82

8.4.3	Variation des Hauptträgerabstands . . .	83	8.9.1	Untersuchte Systeme . . . . .	103
8.4.4	Variation der Fahrbahnplatten- steifigkeit. . . . .	84	8.9.2	Ergebnisse Ermüdung . . . . .	103
8.4.5	Variation des Querträgerabstands . . .	84	8.9.3	Tragfähigkeitssteigerung . . . . .	105
8.4.6	Variation der Hauptträgerhöhe . . . . .	85	<b>9</b>	<b>Ermüdungsversuch . . . . .</b>	<b>106</b>
8.4.7	Variation der Quersteife . . . . .	85	9.1	Allgemeines . . . . .	106
8.4.8	Einfluss des Hauptträger- Untergurts . . . . .	86	9.2	Das zugrunde liegende fiktive Brückenbauwerk. . . . .	106
8.4.9	Einfluss der Hauptträger-Längs- steifen . . . . .	86	9.2.1	Geometrie des ursprünglichen Systems . . . . .	106
8.4.10	Variation des versteiften Boden- blechs . . . . .	87	9.2.2	Geometrie der Verstärkung . . . . .	106
8.4.11	Einfluss des Querverbands . . . . .	87	9.2.3	Kritische Detailpunkte und Auswertungsstelle im System. . . . .	107
8.4.12	Zusammenfassung . . . . .	87	9.2.4	Belastung . . . . .	107
8.5	Kritische Systeme für den Schadenstyp III. . . . .	88	9.2.5	Spannungsschwingbreiten . . . . .	108
8.6	Variante 2: Zusätzliche Quer- verbände. . . . .	88	9.3	Versuchsplanung . . . . .	109
8.6.1	Untersuchte Variationen von $\kappa_6$ . . . . .	88	9.3.1	Versuchsablauf. . . . .	109
8.6.2	Ergebnisse . . . . .	88	9.3.2	Versuchsaufbau . . . . .	109
8.7	Variante 3: Rahmenaussteifungen . . .	89	9.3.3	Versuchskörper. . . . .	110
8.7.1	Untersuchte Variationen der verstärkenden Bauteile. . . . .	89	9.3.4	Versuchsdurchführung . . . . .	110
8.7.2	Ergebnisse Ermüdung offene Querschnitte . . . . .	90	9.4	Dokumentation . . . . .	110
8.7.3	Ergebnisse Ermüdung Hohlkasten- querschnitte . . . . .	92	9.4.1	Erster Teil . . . . .	110
8.7.4	Zusätzliches Eigengewicht . . . . .	93	9.4.2	Beschreibung des Umbaus . . . . .	111
8.7.5	Zusätzliche Beanspruchungen . . . . .	94	9.4.3	Zweiter Teil . . . . .	112
8.7.6	Zusätzliche Verformungen . . . . .	97	9.5	Auswertung. . . . .	113
8.7.7	Stabilität des Hauptträger- Untergurts . . . . .	98	9.6	Konstruktive Folgerungen. . . . .	114
8.7.8	Zusammenfassung . . . . .	99	<b>10</b>	<b>Bewertung möglicher Maßnahmen. . . . .</b>	<b>114</b>
8.8	Variante 4: Eckverstärkungen. . . . .	100	10.1	Allgemeines . . . . .	114
8.8.1	Untersuchte Systeme . . . . .	100	10.1.1	Bewertungskriterien . . . . .	114
8.8.2	Ergebnisse Ermüdung . . . . .	100	10.1.2	Bewertungsmodus . . . . .	115
8.8.3	Zusätzliches Eigengewicht . . . . .	101	10.2	Bewertungen Einwirkungsseite . . . . .	115
8.8.4	Zusätzliche Beanspruchungen . . . . .	101	10.2.1	Variante 1: Fahrstreifenverlegung . . .	115
8.9	Variante 5: Lastverteilende Fachwerklängsträger . . . . .	103	10.2.2	Sonstige Maßnahmen . . . . .	115
			10.3	Bewertungen Widerstandsseite . . . . .	115
			10.3.1	Variante 2: Zusätzliche Verbände. . . .	115
			10.3.2	Variante 3: Rahmenaussteifung . . . . .	116

10.3.3	Variante 4: Eckverstärkungen. . . . .	116
10.3.4	Variante 5: Lastverteiler Fachwerklängsträger . . . . .	117
10.3.5	Variante 6: Gelenkausbildung. . . . .	117
<b>11</b>	<b>Handlungsempfehlungen. . . . .</b>	<b>117</b>
11.1	Ursachenfindung. . . . .	117
11.1.1	Erste Maßnahmen . . . . .	117
11.1.2	Einzelfall . . . . .	118
11.1.3	Systematische Schäden . . . . .	118
11.2	Auswahl der Instandsetzungs- varianten . . . . .	118
11.3	Allgemeine Planungshinweise . . . . .	120
<b>12</b>	<b>Zusammenfassung. . . . .</b>	<b>120</b>
<b>13</b>	<b>Unterlagen. . . . .</b>	<b>121</b>
<b>14</b>	<b>Literatur . . . . .</b>	<b>125</b>
<b>Anlagen</b>	<b>. . . . .</b>	<b>126</b>
Anhang A:	Zu Kapitel 6.2.2 . . . . .	126
Anhang B:	Zu Kapitel 7.2. . . . .	127
Anhang C:	Zu Kapitel 7.3. . . . .	127
Anhang D:	Zu Kapitel 7.4. . . . .	128
Anhang E:	Zu Kapitel 8.2.2 . . . . .	128
Anhang F:	Zu Kapitel 8.2.3 . . . . .	130
Anhang G:	Zu Kapitel 8.6. . . . .	134
Anhang H:	Zu Kapitel 9.2. . . . .	136
Anhang I:	Zu Kapitel 9.3.3 . . . . .	136
Anhang J:	Zu Kapitel 9.4.2 . . . . .	138
Anhang K:	Zu Kapitel 9.4.3 . . . . .	141

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Brücken werden üblicherweise für eine Lebensdauer von 100 Jahren ausgelegt. Daher besteht bei der Planung der Brücken eine besondere Schwierigkeit darin, das zu erwartende Verkehrsaufkommen und die zugehörigen Beanspruchungen innerhalb dieser langen Zeitspanne qualitativ und quantitativ realistisch und sicher vorherzusagen.

In der Vergangenheit ist das Verkehrsaufkommen stetig gestiegen und diese Entwicklung wird sich auch in Zukunft weiter fortsetzen. Die daraus resultierenden, gestiegenen Anforderungen im Brückenbau erfordern anpassungsfähige Lastmodelle und verbesserte Bemessungsregeln zur Beurteilung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Brücken. Der ansteigende Verkehr führt dazu, dass Bestandsbauwerke lokal in ihrem Grenzbereich belastet und dadurch geschädigt werden. Nachhaltige Instandsetzungen und Ertüchtigungen von bestehenden Brücken werden notwendig, da Neubauten wegen den hohen Kosten und langen Planungs- und Ausführungsfristen häufig keine sinnvolle Lösung darstellen und kurzfristiger Handlungsbedarf besteht.

Betroffen sind vor allem Brücken aus den 1960er Jahren, die zu einem Zeitpunkt errichtet wurden, als der Ermüdungsproblematik noch nicht so viel Bedeutung beigemessen wurde, die Entwicklungen im Straßenverkehr nicht zutreffend eingeschätzt wurden, die Berechnungsmöglichkeiten beschränkt waren und die Ausführung geschweißter Verbindungen nicht den heutigen Anforderungen entsprach.

Ermüdungsschäden bei Stahlbrücken treten vermehrt in den direkt befahrenen Konstruktionsteilen orthotroper Fahrbahnplatten auf. Viele Untersuchungen zu den Ursachen und über mögliche Instandsetzungskonzepte liegen hierzu bereits vor.

Aber auch indirekt belastete Konstruktionselemente der Stahlbrücken wie die aussteifenden Quersysteme werden durch wechselnde Lasten beansprucht und nehmen Schaden (Kategorie-3-Schäden). So wurden in den 1980er Jahren erste Risse in den Quersystemen von deutschen Autobahnbrücken festgestellt, im Ausland bereits früher.

Die Ursachenfindung und die Konzeption zur Bauwerksunterhaltung von Instandsetzungen oder Ertüchtigungen für die so geschädigten Brückenbauwerke erfolgten für jeden einzelnen Schadensfall

durch umfangreiche Gutachten, die auf der Grundlage aufwendiger, EDV-gestützter Nachrechnungen und messtechnischer Untersuchungen erstellt wurden. Grundlegende, allgemeine Untersuchungen zu Kategorie-3-Schäden und möglichen Konzepten zur Bauwerkserhaltung fehlen bislang.

## 1.2 Zielsetzung

Eine erfolgreiche Instandsetzung oder Ertüchtigung von Brückenkonstruktionen setzt die Ermittlung der Schadensursache und die besondere Sachkenntnis der Auswirkungen von verschiedenen Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung auf das Trag- und Ermüdungsverhalten der Gesamtkonstruktion voraus. Erfassung, Analyse, Reparatur oder Instandsetzung von Schäden und deren Auswirkung auf das Tragwerk sind daher elementare Bestandteile einer konsequenten und qualifizierten Behandlung geschädigter Brückenstrukturen. Für diese wichtigen Arbeitsschritte waren bislang für jeden Einzelfall umfangreiche Gutachten erforderlich.

Das Ziel des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung eines Leitfadens zur Durchführung von optimalen, nachhaltigen Instandsetzungs- oder Ertüchtigungskonzepten an Quersystemen von Stahlbrücken zur Behebung von Kategorie-3-Schäden auf der Grundlage detaillierter Schadensanalysen. Dazu werden die gesammelten Erfahrungen mit den Ursachen und Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung bei Kategorie-3-Schäden zusammengestellt, weitergehend analysiert, weiterentwickelt und so aufbereitet, dass die Schadensanalyse, die Ursachenfindung und der Entwurf geeigneter Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen effektiver gestaltet werden können.

## 1.3 Vorgehensweise

Bekannte Schadensfälle aus der Literatur und aus der Praxis der Straßenbauverwaltungen werden mithilfe vorhandener Bestandsunterlagen hinsichtlich der dokumentierten Schadensart, der gefundenen Ursachen und der durchgeführten Maßnahmen zusammengefasst (Kapitel 3). Auf dieser Grundlage erfolgt in Kapitel 4 eine Typisierung von Kategorie-3-Schäden. Dieser Schadenssystematik können dann die wesentlichen Ursachen zugeordnet werden. Die gesammelten Erfahrungen bei den Ertüchtigungs- und Instandsetzungsmaßnahmen dienen in Kapitel 5 einer ersten Bewertung einzelner

Konzepte und einer Zusammenstellung denkbarer und aussichtsreicher Varianten als Ausgangspunkt für die folgenden Berechnungen.

Zunächst werden Nachrechnungen zur Simulation der zuvor zusammengestellten Schadensbeispiele angestellt (Kapitel 7), um die Wirksamkeit der bereits durchgeführten Maßnahmen weitergehend zu bewerten. Daran schließen sich im Kapitel 8 allgemeine Parameterstudien an, mit denen kritische Systemkonfigurationen identifiziert werden können und die Datenbasis zur abschließenden Bewertung der verschiedenen Varianten verbreitert wird. Zur Ergänzung der numerischen Berechnungen werden in Kapitel 9 die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen dargestellt und bewertet.

Schließlich münden alle Untersuchungsergebnisse in einer abschließenden Bewertung möglicher Maßnahmen (Kapitel 10) bevor in Kapitel 11 für den Ingenieur, der in der Praxis mit Kategorie-3-Schäden in Berührung kommt, allgemein formulierte Handlungsempfehlungen gegeben werden.

## 2 Grundlagen

### 2.1 Abkürzungen

Zur eindeutigen Beschreibung der Geometrie der behandelten Brücken werden in diesem Bericht folgende Abkürzungen, Formelzeichen und Indizes verwendet. Teilweise weichen die hier definierten Bezeichnungen von der uneinheitlichen Verwendung in der Literatur ab:

L	Spannweite,
a	Abstand,
h	Höhe,
b	Breite,
t	Blechdicke;

HT	Hauptträger,
QT	Querträger,
QS	Quersteife,
QV	Querverband,
BB	Bodenblech,
LS	Längssteife,
FB	Fahrbahn,
UG	Untergurt
LA	Lagerachse
FW	Fachwerk.

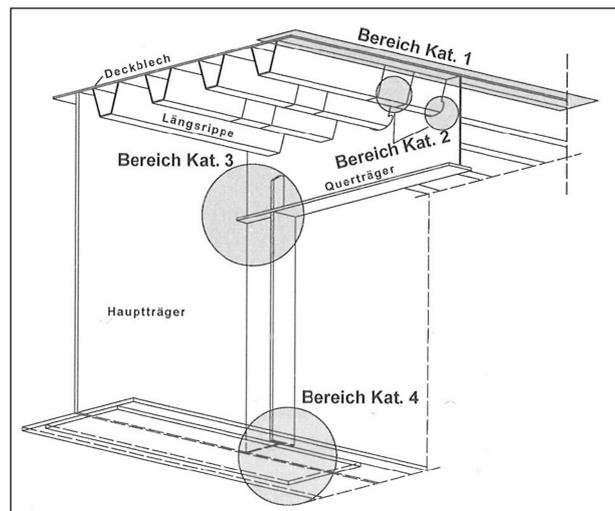


Bild 1: Gefährdungsbereiche nach [12]

### 2.2 Kategorie-3-Schäden

Zur Klassifizierung von Schäden an Brücken werden diese vier verschiedenen Kategorien zugeordnet. Dabei ist entscheidend, welcher Gefährdungsbereich einer Brücke betroffen ist. Die Kategorisierung folgt in aufsteigender Reihenfolge dem Lastabtrag im Bauwerk von lokalen hin zu globalen Bauteilen.

In Bild 1 sind die Gefährdungsbereiche dargestellt. Die Kategorien 1 und 2 betreffen Bauteile orthotroper Fahrbahnplatten. Bauteile des Haupttragsystems stellen den Bereich der vierten Kategorie dar und Schäden im Gefährdungsbereich der Kategorie 3 betreffen Quersysteme und deren Bauteile (Kapitel 2.3).

Schäden der Kategorie 3 sind zumeist Risse infolge Materialermüdung, vorwiegend im Bereich geschweißter oder geschraubter Anschlüsse. Durch Kraftumlenkungen, Lasteinleitungen Unstetigkeitsstellen, Eigenspannungen und sonstige Kerbwirkungen entstehen besonders im Verbindungsbereich Spannungskonzentrationen, die Ermüdungsrisse verursachen und begünstigen.

### 2.3 Elemente von Quersystemen, deren Auslegung und ihr Tragverhalten

Die Anfänge des Stahlbrückenbaus waren bestimmt durch die damals zur Verfügung stehenden einfachen Berechnungs- und Fertigungsmethoden, die ein striktes Aufteilen des gesamten Tragwerks in einzelne behandelbare Systeme erforderlich machten. Klar definierte Übergänge und Verbindun-

gen waren notwendig, um das reale Bauwerk in Übereinstimmung mit den rechnerischen Annahmen zu bringen. Dies wurde z. B. durch hierarchisches Stapeln der einzelnen Tragglieder erreicht. Mit den steigenden technischen Möglichkeiten in der Stahlherstellung und der Schweißtechnik wurde die Stapelbauweise in der Nachkriegszeit durch die heute immer noch übliche Bauweise abgelöst. Dabei werden verschiedene Bleche und Bauteile im Bestreben Material einzusparen nicht nur für einen bestimmten Tragmechanismus herangezogen, sondern durch integrale Anordnung am Lastabtrag in verschiedenen Richtungen beteiligt.

So ist bei der orthotropen Fahrbahnplatte das Deckblech einerseits für den Lastabtrag zwischen den Längsrippen gedacht, wirkt ebenso als Gurt der Längsrippen, in othogonaler Richtung als Gurt des Querträgers und schließlich zusammen mit den Längsrippen als Gurt des Hauptträgers. So vereinigen sich in einem Bauteil lokale und globale Beanspruchungsanteile.

Auch Quersysteme von Balkenbrücken bestehen aus verschiedenen Bauteilen. Im Einzelnen zählen Querträger, Quersteifen der Hauptträgerstege und Verbandsstäbe oder Querschotte zu den Quersystemen. Bei Hohlkastenquerschnitten erweitert sich diese Liste durch Quersteifen des Bodenblechs und ggf. außenliegende Schrägstreben. Ähnlich zur orthotropen Platte erfüllen all diese Bauteile im Quersystem unterschiedliche Funktionen gleichzeitig, werden direkt oder indirekt belastet und sind am dreidimensionalen Tragverhalten des Gesamtsystems beteiligt.

Der Querträger ist Teil der orthotropen Fahrbahnplatte und gleichzeitig Teil des Quersystems. Daher werden die Querträger sowohl direkt als auch indirekt belastet und können für konkrete Lasten bemessen werden. Bei Hohlkastenbrücken großer Breite werden die weit auskragenden Querträger zusätzlich zu den Auflagerungen in den Hauptträgerachsen durch Schrägstreben federelastisch gestützt. Die Streben leiten ihre Lasten in der Untergurtebene in den Hohlkasten ein und sind für diese Lasten auszulegen. Weiterhin wirken sie durch die diagonale Anordnung für den Hauptträgerquerschnitt versteifend und sind an der Lasteinleitung horizontaler Verkehrslasten beteiligt.

Der vorrangige Zweck von Quersteifen ist die Beul- aussteifung der dünnen Steg- oder Bodenbleche. Sie dienen den Längssteifen als Auflager und müssen gemäß DIN EN 1993-1-5 Abs. 9.2.1 ausrei-

chend steif sein, sodass die Annahme einer starren Lagerung der Längssteifen aus dem Beulnachweis erfüllt ist. Quersteifen sind also Bauteile, die vorrangig aus konstruktiven Überlegungen gewählt werden. Üblicherweise sind Quersteifen in Querträgerachsen angeordnet, jedoch nicht notwendigerweise in jeder Querträgerachse. Neben der Lasteinleitung der vertikalen Lasten aus den Querträgern in den Hauptträgersteg, ergibt sich durch die Verbindung der Quersteifen mit den Querträgern auch ein Zusammenwirken dieser Bauteile als Rahmen. Es ist vom Verhältnis der Biegesteifigkeiten abhängig und trägt bei offenen Querschnitten zur seitlichen Stabilisierung des Hauptträgeruntergurts bei.

Querverbände werden in regelmäßigen Abständen angeordnet, wodurch die Querschnittstreue unter Belastung, eine der grundlegenden Voraussetzungen der Stabbiegetheorie, erfüllt wird. Außerdem werden so ein Zusammenwirken aller Hauptträger und die Lasteinleitung horizontaler und exzentrischer Lasten in das Haupttragwerk ohne große Verformungen sichergestellt. Ebenso stabilisieren die Querverbände die Hauptträgeruntergurt im Bereich negativer Momente gegen seitliches Ausweichen. Die Verbandsstäbe werden häufig als K-Verband angeordnet und mit Knotenblechen an die Querträger und Quersteifen angeschlossen. Bei sehr großen Hauptträgerabständen entstehen aus den Querverbänden Querschotte.

In den Lagerachsen sind die Querverbände massiver als in den übrigen Querträgerachsen ausgebildet, da hier konzentrierte Lasten in vertikaler und horizontaler Richtung auf die Unterbauten übertragen werden müssen. Die dazu erforderliche Scheibenwirkung wird häufig auch durch Querschotte realisiert.

## 2.4 Steifigkeitsparameter

Wie zuvor beschrieben sind Balkenbrücken der heutigen Bauweise charakterisiert durch ein komplexes räumliches Tragverhalten, das in hohem Maße von der Verteilung der Steifigkeiten abhängt.

Um eine allgemeine Betrachtungsweise zu ermöglichen, definiert Othmar Springer in seiner Dissertation [15] sechs verschiedene Steifigkeitsparameter, die unabhängig von konkreten Abmessungen die wesentlichen Steifigkeitsverhältnisse im räumlichen Brückentragwerk charakterisieren. Nachfolgend werden diese Steifigkeitsparameter kurz beschrieben.

Die Steifigkeit des Haupttragwerks einer Brücke wird im Allgemeinen auf einfache Weise durch die Schlankheit beschrieben:

$$\kappa_1 = \frac{L}{h_{HT}}$$

Für die Beschreibung der Steifigkeiten in der orthotropen Fahrbahnplatte werden zwei Parameter definiert. Dabei wird die Steifigkeit des Deckblechs vernachlässigt, da diese von der Haltbarkeit des Fahrbahnbelags abhängt. Der Parameter  $\kappa_2$  beschreibt die Steifigkeit der Fahrbahnlängssteifen. Das Verhältnis der Steifigkeiten von Fahrbahnlängssteife und Querträger resultiert in dem Parameter  $\kappa_3$ .

$$\kappa_2 = \frac{a_{QT}^4}{I_{FB,LS}} \cdot 10^{-6}$$

$$\kappa_3 = \frac{I_{FB,LS} \cdot a_{HT}^3}{I_{QT} \cdot a_{QT}^3}$$

Der Parameter  $\kappa_4$  ist für die Betrachtungen in diesem Bericht ohne Relevanz, da er die Steifigkeit einer Betonfahrbahn z. B. bei Verbundbrücken beschreibt.

Für die Beschreibung der Steifigkeiten in Querrichtung dienen die Parameter  $\kappa_5$  und  $\kappa_6$ . Sie beschreiben den Grad der elastischen Einspannung der Querträger in die Hauptträger durch die Quersteifen und den Aussteifungsgrad mithilfe des Abstands der Querverbände:

$$\kappa_5 = \frac{a_{QS} \cdot h_{HT}^3}{I_{QS}} \cdot 10^{-6}$$

$$\kappa_6 = \frac{L}{a_{QV}}$$

Auf der Grundlage einiger ausgeführter Brücken stellt SPRINGER baupraktische Bereiche der Parameter zusammen, um so Parameterstudien durchführen zu können (Kapitel 6.2).

Ohne dass sich in [15] ein expliziter Hinweis dazu finden lässt, zeigt sich, dass die dortigen Berechnungen der Trägheitsmomente für die Ermittlung der Steifigkeitsparameter ohne Berücksichtigung von mittragenden Breiten d. h. mit Bruttoquerschnittswerten erfolgen. Insbesondere bei großen Trägerabständen und kurzen Bauteillängen ergeben sich so unzutreffende Steifigkeiten. Daher wird im Gegensatz zu [15] im Rahmen dieses Berichts der Effekt der Schubverzerrungen im Obergurt der Querträger durch die Berechnung der mittragenden Breiten gemäß DIN EN 1993-1-5 Abs. 3.2.1 berücksichtigt. Für die Quersteifen wird der wirksamere

Querschnitt mit dem Ansatz aus Bild 9.1 der DIN EN 1993-1-5 ermittelt.

## 2.5 Bauwerke mit bekannten Schäden der Kategorie 3

Als Grundlage für die Untersuchungen in diesem Forschungsvorhaben dienen Bestandsunterlagen verschiedener Brücken, an denen Kategorie-3-Schäden festgestellt worden sind. Mithilfe der zuständigen Straßenbauverwaltungen wurden für einige Bauwerke statische Berechnungen, Zeichnungen und gutachterliche Berichte zusammengetragen und gesichtet.

In Tabelle 1 findet sich eine Übersicht von Brücken, an denen Kategorie-3-Schäden festgestellt wurden und die als Grundlage und Datenbasis für die Untersuchungen im Rahmen des Forschungsvorhabens herangezogen werden. Die Zusammenstellung gibt einen Überblick zu verschiedenen Kenndaten, die Einfluss auf Schäden in Quersystemen haben.

Eine Zusammenstellung der zur Verfügung gestellten Unterlagen findet sich am Ende des Berichts.

## 3 Schadensanalysen

### 3.1 Haseltalbrücke (A 3)

#### 3.1.1 Unterlagen

Folgende Unterlagen wurden von der Autobahndirektion Nordbayern (Dienststelle Würzburg) zur Verfügung gestellt:

- statische Berechnung [U1],
- Ausführungszeichnungen [U2],
- diverse Anlagen zum Bauwerksbuch [U3],
- Gutachten von Prof. NATHER von 1984 [U4],
- Folgegutachten zur Instandsetzung [U5],
- statische Berechnung zur Verstärkung des Überbaus [U6],
- Bestandsübersichtszeichnungen [U7],
- Ausführungspläne zur Verstärkung des Überbaus [U8].

#### 3.1.2 Beschreibung der Konstruktion

Die Haseltalbrücke im Zuge der A 3 zwischen Frankfurt und Würzburg aus dem Jahre 1961

Bauwerk	Baujahr	Max. Spannweite [m]	Radius im Grundriss [m]	Breite [m]	Konstruktionsart HT	Anzahl Hauptträger	Konstruktionshöhe [m]		Fahrstreifen je Richtung	Richtungsfahrbahnen je Überbau
							min	max		
Haseltalbrücke (A 3)	1961	101,6	2.000	29,3	sw	2	3,7	5,0	2	2
Donaubrücke Sinzing (A 3)	1966	129,9	∞	2 x 14,5	sw	2	3,5	5,1	2	1
Autobahnbrücke bei Durlach (A 5)	1982	100,0	∞	19,1	sw	2	2,4	3,0	3 + 1	1
Dehmseebrücke (A 12)	1989	55,0	∞	11,75	sw	2	2,25	2,25	2	1
Sinntalbrücke (A 7)	1967	110,0	1.100	30,0	sw	2	4,0	5,0	2	2
Ruhrthalbrücke Mintard (A 52)	1966	126,0	3.000	27,5	b	1	4,5	4,5	2	2
Hochstraße A Leverkusen (A 1)	1964	48,2	1.000	33,0	b	2	1,5	1,85	3	2
Rheinbrücke Leverkusen (A 1)	1965	280,0	∞	37,1	b	1	3,3	4,2	2 + 1	2
Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp (A 40)	1971	350	∞	36,3	b	1	4,0	4,0	2 + 1	2
Weserstrombrücke (A 1)	1963	143,4	∞	37,0	b	3	2,3	4,9	3 + 1	2

Legende:  
 VW – Vollwandträger  
 HK – Hohlkastenträger

Tab. 1: Eckdaten der Brücken

überspannt das Tal als Durchlaufträger mit 7 Feldern. Die Spannweite der mittleren Felder beträgt 101,6 m, die Randfelder sind mit 76,2 m um ein Viertel kürzer (Bild 2). Die Brücke ist im Grundriss mit einem Radius von 2.000 m gekrümmt und beide Richtungsfahrbahnen mit jeweils zwei Fahrstreifen und einem Sicherheitsstreifen liegen auf dem Überbau von 29,3 m Breite. Die Gradienten beruht auf einem Radius von 20.000 m.

Die Stahlkonstruktion mit orthotroper Fahrbahnplatte und zwei vollwandigen Hauptträgern im Abstand von 18,53 m ist als Plattenbalkenbrücke konstruiert. Die Konstruktionshöhe variiert parabelförmig zwischen 3,70 m an den Widerlagern und 5,00 m in der Mitte des Bauwerks. Der Querträgerabstand beträgt 2,31 m und aussteifende Querverbände sind in unregelmäßigem Abstand (Bild 3) angeordnet. Im Stützbereich gibt es ein engeres Aussteifungsraster als in Feldmitte. Wie aus dem Querschnitt in Bild 4 ersichtlich ist, besteht das Quersystem in den Lagerachsen aus einem Fachwerk.

Die Konstruktion ist durch zahlreiche Staffelungen der Blechdicken an die Beanspruchung angepasst (bis zu 7 zusätzliche Lamellen des Hauptträgeruntergurts). Darüberhinaus sind auch die Querstreifen unterschiedlich ausgebildet. In jeder vierten Quer-

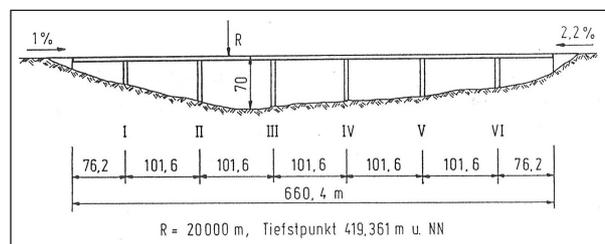


Bild 2: Ansichtsskizze der Haseltalbrücke aus [U4]

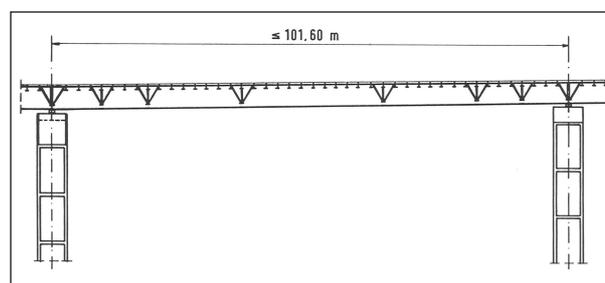


Bild 3: Längsschnitt der Haseltalbrücke mit Darstellung der unregelmäßig angeordneten Querverbände aus [U4]

trägerachse gibt es relativ ausgeprägte, geschweißte T-Profile, während in den übrigen Achsen Wulstflachstahl verwendet wurde.

Alle Hauptbauteile sind in der Materialgüte St52 gefertigt. Für Beulstreifen und andere untergeordnete Bauteile wurde die Stahlgüte St37 verwendet.

Für die Montage auf der Baustelle wurde im Bereich der neutralen Faser des Hauptträgerstegs ein horizontaler, geschraubter Stoß vorgesehen. Die einzelnen Hauptträgersegmente wurden im Steg und Untergurt mit geschraubten Laschen verbunden. Die Fahrbahn wurde in Querrichtung aus mehreren Segmenten von maximal 3,0 m Breite zusammengesetzt. Dabei sind das Fahrbahnblech und die Querträger-Untergurte geschweißt, die Stege der Querträger sind hingegen geschraubt.

Im Zuge des sechsstreifigen Ausbaus der A 3 wurde die Stahlbrücke zwischen 2008 und 2011 durch eine neue Spannbetonbrücke ersetzt.

**3.1.3 Festgestellte Schäden und Ursachen**

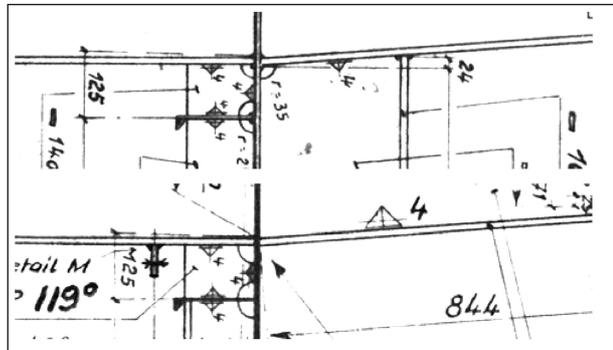
Bei der Brückenhauptprüfung 1983 wurden neben zahlreichen Rissen in der orthotropen Fahrbahnplatte auch Schweißnahtrisse im Anschlussbereich des Querträgers an den Hauptträger festgestellt. Prof. NATHER von der TU München wurde mit der genauen Untersuchung dieser Schäden beauftragt.

Die Tabelle 2 stellt eine Übersicht der festgestellten Schäden dar. Es ist erkennbar, dass ausschließlich der geschweißte Anschluss der Quersteifen des Hauptträgerstegs an den Querträger-Untergurt betroffen war. Sowohl Steg- als auch Gurtnähte waren betroffen. Eine Systematik in Brückenlängsrichtung war nicht erkennbar.

Die folgenden Aspekte werden in dem Gutachten von Prof. NATHER [U4] als wesentliche Ursachen für die Schäden im Quersystem genannt:

- Die Rahmenwirkung der Quersysteme wurde in der statischen Berechnung nicht ausreichend berücksichtigt. Es wurde von einer gelenkigen Lagerung der Querträger auf den Hauptträger ausgegangen und daher auch keine Bemessung

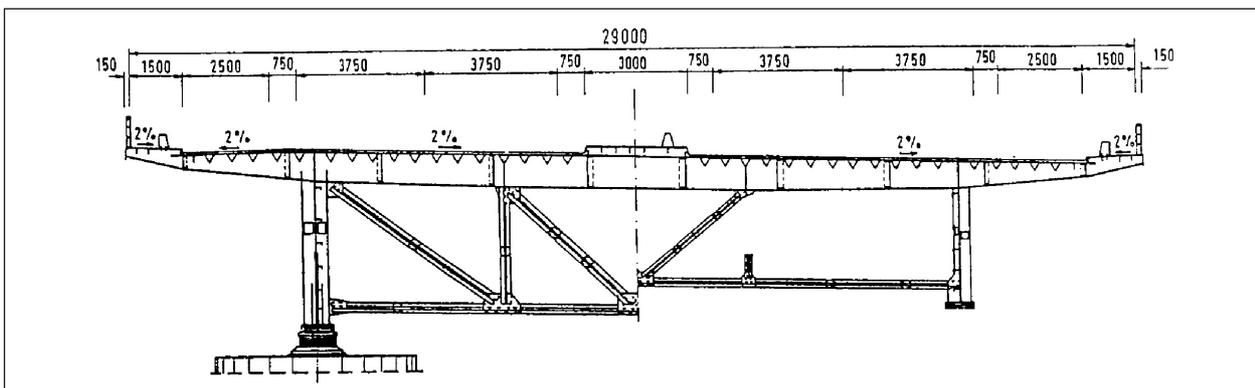
des Anschlusses für auftretende Biegemomente durchgeführt. Die Gestaltung des Anschlusses erfolgte nur nach konstruktiven Gesichtspunkten wie in Bild 5 erkennbar ist. Ledig-



**Bild 5:** Ausführung der schadhaften Details, oben mit außenliegender Steife, unten nur innenliegende Beulsteife, aus [U2]

Schweißnaht Steg der Hauptträger-Quersteife an den Querträger-Untergurt (Außen-seite)	
Halskehlnaht des Querträger-Untergurts im Bereich der Hauptträger-Quersteife (Außen-seite)	
Schweißnaht Gurt der Hauptträger-Quersteife an den Querträger-Untergurt (Außen-seite)	
Schweißnaht Steg der Hauptträger-Quersteife an Querträger-Untergurt (Innen-seite)	

**Tab. 2:** Schadensbilder in Quersystemen der Haseltalbrücke aus [U4]



**Bild 4:** Querschnitt der Haseltalbrücke mit Stützquerschnitt links und Feldquerschnitt rechts aus [U4]

lich Kehlnähte mit geringem  $\alpha$ -Maß sind vorhanden. Lasteinleitungssteifen am Querträger, die bei biegesteifen Rahmenecken obligatorisch sind, fehlen. Im Gegensatz dazu wurde in der statischen Berechnung für den Stabilitätsnachweis des Hauptträger-Untergurts eine Rahmenwirkung zur seitlichen Halterung angesetzt.

- Die Abtriebskräfte aus Verkehr als Folge des gekrümmten Grundrisses werden in der statischen Berechnung vernachlässigt. Unter der Voraussetzung engliegender Querverbände wäre diese Annahme nach damaligem technischen Kenntnisstand gerechtfertigt gewesen. Die tatsächliche Ausführung erfüllt diese Annahme allerdings nicht.
- Durch eine Häufung der Schäden am südlichen Hauptträger, konnte ein unberücksichtigter Temperaturunterschied zwischen Außen- und Innenrand des Hauptträgeruntergurts als weitere, in der statischen Berechnung unberücksichtigte Beanspruchung der Querrahmen identifiziert werden.
- Die Konstruktion wurde bei der Bemessung sehr stark ausgelastet, da Sie nur für 95 % der Lasten bemessen wurde. Tragreserven waren nicht vorhanden. Unter Berufung auf eine Eisenbahnrichtlinie damaliger Zeit (DV804 (BE) Kapitel 29.1) wurde bei der Aufstellung der statischen Berechnung die Wirkung der Längssteifen pauschal mit 5 % für das Widerstandsmoment angesetzt, ohne diesen vereinfachenden Ansatz weiter zu verifizieren. Tatsächlich ließ die Richtlinie der Bahn eine Überschreitung der zulässigen Spannungen um 5 % zu.
- Dehnungsmessungen bei gleichzeitiger Beobachtung des Verkehrs durch Videoaufnahmen belegen, dass Überbeanspruchung durch Begegnungen von Schwerlastwagenverkehr keine Seltenheit war. Belastungen eines Querträgers durch drei Lkw waren demnach ein realistisches und häufiges Lastbild, das durch die Lastannahmen aus der statischen Berechnung nach DIN 1072 von 1952 mit nur einem SLW60 nicht abgedeckt war.

### 3.1.4 Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung

Zur Ertüchtigung wurden in dem Gutachten von Prof. NATHER vier Verstärkungsvarianten zur Ertüchtigung oder Instandsetzung vorgeschlagen.

Diese Verstärkungsvorschläge wurden in einem Folgegutachten von 28.09.1984 weitergehend untersucht. Da mit Blick auf die damals schon absehbaren Verkehrsentwicklungen und die knappe Bemessung der Brücke auf ministerialer Ebene eine Ertüchtigung der Haseltalbrücke gewünscht wurde, enthält das zweite Gutachten auch eine alternative Ertüchtigungsvariante, die auch eine Verstärkung der Brücke für die Brückenklasse 60/30 beinhaltet und eine Weiterentwicklung des Vorschlags D aus dem ersten Gutachten ist.

Der Vorschlag C aus dem ersten Gutachten bestand darin, die unregelmäßigen Querverbände durch stabilere Fachwerkquerverbände in gleichmäßigem, engen Abstand zu ersetzen (Bild 6). Im Zuge des zweiten Gutachtens wurde dieser Vorschlag fallen gelassen, da er zu großen Steifigkeitsunterschieden zwischen den Querträgern geführt hätte und eine Neubemessung der Fahrbahn notwendig geworden wäre. Außerdem hätte der Vorschlag keine Verbesserung des Tragverhaltens in den Achsen der Zwischenquerträger gebracht. In Tabelle 3 sind die Vorschläge zur Instandsetzung und Ertüchtigung aus dem zweiten Gutachten von Prof. NATHER [U5] skizzenhaft dargestellt.

Zur Ausführung kam schließlich ein Sondervorschlag einer Bietergemeinschaft, der sich an dem Vorschlag D aus Tabelle 3 orientiert. Eine Darstellung im Querschnitt findet sich im Bild 7. Neben der Instandsetzung der schadhaften Stellen bestand die Maßnahmen im Wesentlichen aus folgenden Punkten:

- Zusätzliche Lasteinleitungssteifen wurden in die Rahmenecken eingeschweißt.
- Zwei zusätzliche Fachwerkträger sorgten für eine Entlastung der Querträger und eine Tragfähigkeitssteigerung des Haupttragssystems.
- An jedem vierten Querträger wurde ein Fachwerkquerverband eingebaut, um die Formänderung des Querschnitts zu reduzieren. Alte Querverbände wurden zu Fachwerkquerverbänden

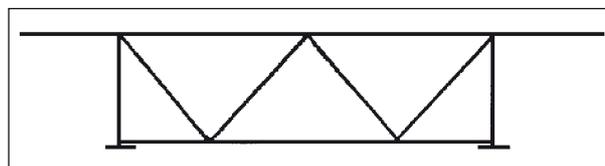


Bild 6: Vorschlag C: FW-Querverbände alle 9,24 m aus [U4]

<b>Alternative I:</b> Zielsetzung ist die alleinige Instandsetzung	<b>Vorschlag A</b>	Schrägstreben innen an jedem Querträger und ein lastverteilender Längsträger in Brückenmitte reduzieren die Beanspruchungen in den Rahmenecken. Zusätzliche Schrägstreben außen sind erforderlich, da die Sanierung unter laufendem Verkehr durchgeführt werden sollte	
	<b>Vorschlag B</b>	Schrägstreben außen an jedem Querträger und ein lastverteilender Längsträger in Brückenmitte reduzieren die Beanspruchungen in den Rahmenecken. Zusätzliche horizontale Riegel zur Verbindung der Hauptträger-Untergurte an jedem vierten Querträger dienen zusammen mit den Schrägstreben der Querverbände dem Formerhalt des Querschnitts und der besseren Verteilung der Abtriebskräfte aus den Hauptträger-Untergurten	
<b>Alternative II:</b> Zielsetzung ist die Ertüchtigung- (Tragfähigkeits-erhöhung)	<b>Vorschlag D</b>	Schrägstreben außen an jedem Querträger reduzieren die Beanspruchungen in den Rahmenecken. Ein Mittellängsträger als Fachwerk-Träger dient der weiteren Lastverteilung und Verstärkung des Überbaus. Einen Torsionsverband in der Untergurtebene dient dem Formerhalt und der Stabilisierung der Hauptträger-Untergurte	

Tab. 3: Sanierungsvorschläge aus [U5]

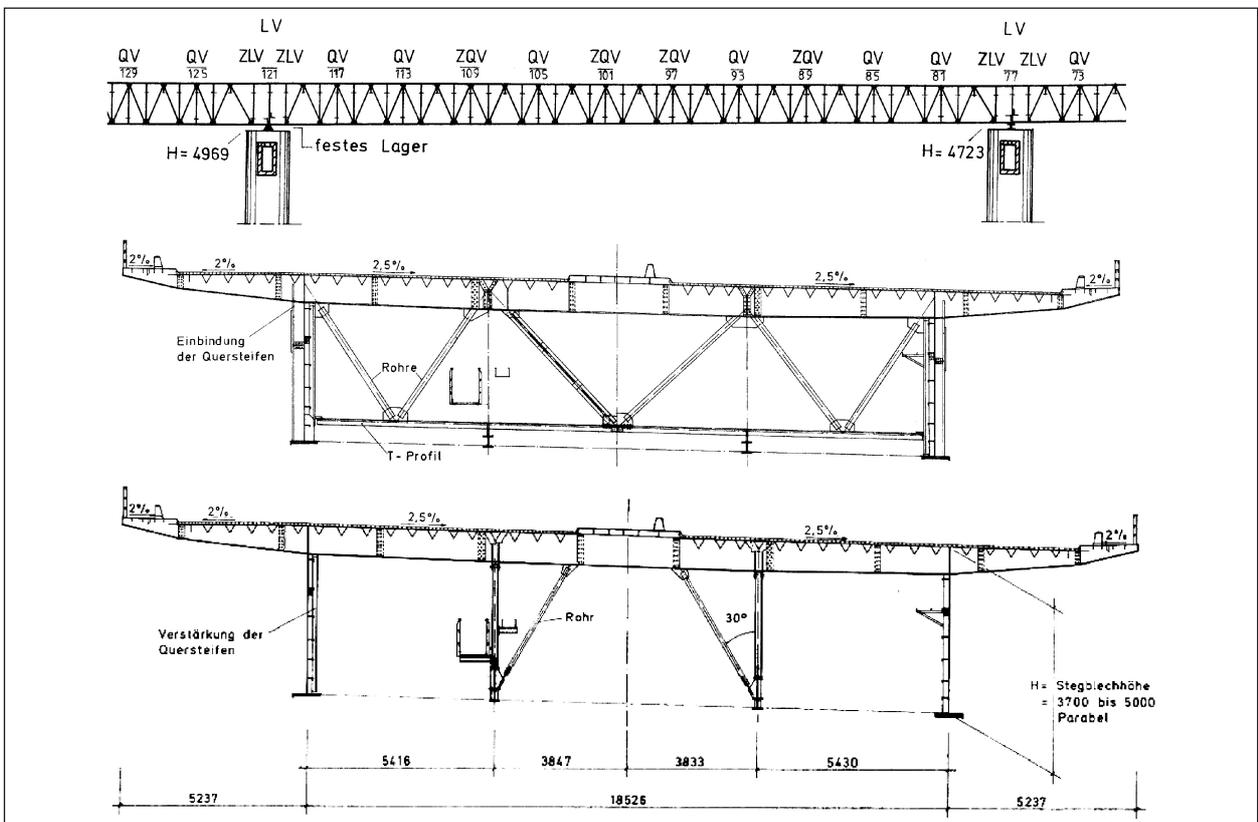


Bild 7: Ausgeführte Maßnahmen zur Ertüchtigung; oben Längsschnitt eines Hauptfeldes mit FW-Längsträger; mitte links Querschnitt eines verstärkten Querverbands (QV); mitte rechts Querschnitt eines neuen FW-Querverband (ZQV); unten links Querschnitt eines normalen Quersystems im Stützgebiet; unten rechts Querschnitt eines normalen Quersystems im Feldgebiet; aus [U7]

erweitert (QV), zusätzliche Fachwerkquerverbände wurden neu eingebaut (ZQV), zusätzliche Lagerverbände, ähnlich den alten Lagerverbänden, wurden in den benachbarten Querachsen hinzugefügt (ZLV) und in den übrigen Achsen wurden seitliche Knickhalterungen für den Fachwerkklängsträger ergänzt.

- Die Quersteifen der Hauptträgerstege in den übrigen Achsen des Stützbereichs wurden verstärkt.

Im Rahmen der Maßnahme wurde auch die Besichtigungseinrichtung so umgestaltet, dass die Untergurte der neuen Fachwerkträger als Fahrschienen verwendet werden konnten.

In den Unterlagen finden sich keine Hinweise auf erneute Schäden in den Quersystemen seit Beendigung der Ertüchtigungsarbeiten im Jahre 1988. Letztlich führten die immer wieder auftretenden Schäden in der orthotropen Fahrbahnplatte und der sechsstreifige Ausbau der Autobahn zum Ersatzneubau in den Jahren 2008 bis 2011.

## 3.2 Donaubrücke Sinzing (A 3)

### 3.2.1 Unterlagen

Folgende Unterlagen wurden von der Autobahndirektion Südbayern (Dienststelle Regensburg) zur Verfügung gestellt:

- statische Berechnung des Überbaus [U9],
- Ausführungszeichnungen Öffnungen 7-8 [U10],
- Gutachten, Messungen, Berechnungen (1988-1990) [U11] bis [U16],
- Fotodokumentation der Schäden [U17],
- Zeichnungen Instandsetzung [U18],
- Bestandsübersichtszeichnungen [U19],
- Bauwerksbücher [U20].

### 3.2.2 Beschreibung der Konstruktion

Die Donaubrücke Sinzing im Zuge der A 3 aus dem Jahre 1966 überspannt bei Regensburg das Tal der Donau als 9-feldiger Durchlaufträger mit zwei getrennten und baugleichen Überbauten je Richtungsfahrbahn. Die Spannweiten variieren zwischen 90 m und 130 m. Eine Richtungsfahrbahn besteht aus zwei Fahrstreifen und einem Seitenstreifen. Die beiden Stahlüberbauten mit jeweils zwei vollwandigen Hauptträgern im Abstand von 7,5 m sind jeweils 14,73 m breit und sind im Grundriss gerade. Die Konstruktionshöhe des Stahlüberbaus beträgt 3,50 m am Widerlager Nürnberg und 5,10 m im Bereich der Donauöffnung. Da die orthotrope Fahrbahnplatte mit Wulstflachstahl als Längsrippen konstruiert wurde, ist der Querträgerabstand vergleichsweise klein und liegt in den unterschied-

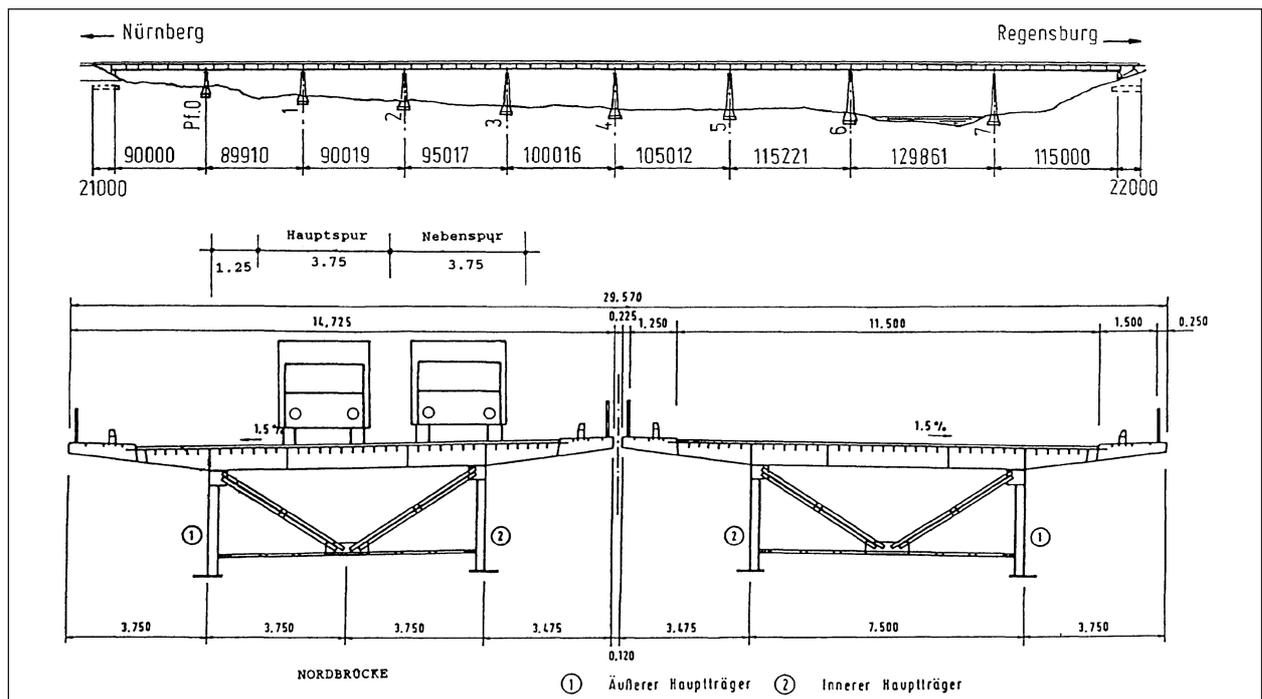


Bild 8: Donaubrücke Sinzing; oben Ansicht; unten Querschnitt; aus [U15]

lichen Feldern zwischen 1,44 m und 1,52 m. Die aussteifenden Querverbände sind im Abstand von sechs Querträgern angeordnet.

Im Verlauf der Brückenlängsachse gibt es zahlreiche Abstufungen der Querschnitte. Neben den Untergurtlamellen werden auch die Hauptträgerstege und die Längsrippen der Fahrbahnplatte variiert. Die Querträger, Querverbände und Querstreifen besitzen ebenfalls unterschiedliche Querschnitte.

Als Material wurde vorwiegend St52 verwendet. Darüberhinaus bestehen nicht nur untergeordnete Bauteile aus St37, sondern auch das Hauptträgerstegblech im Feldbereich und alle Längsbeulsteifen der Hauptträgerstege.

Zur Montage wurde die Fahrbahnplatte nur quer zur Brückenlängsachse im Abstand von 3,0 m unterteilt. Die Verbindung zu den Hauptträgern wurde in der Ebene direkt unter den Querträgern vollständig geschraubt ausgeführt. In den Hauptträgerstegen gibt es im Abstand von 1,75 m zum Hauptträger-Untergurt einen weiteren, horizontalen Schraubstoß für die Montage. In Längsrichtung sind die Hauptträger durch Laschen im Abstand von ca. 10 m gestoßen.

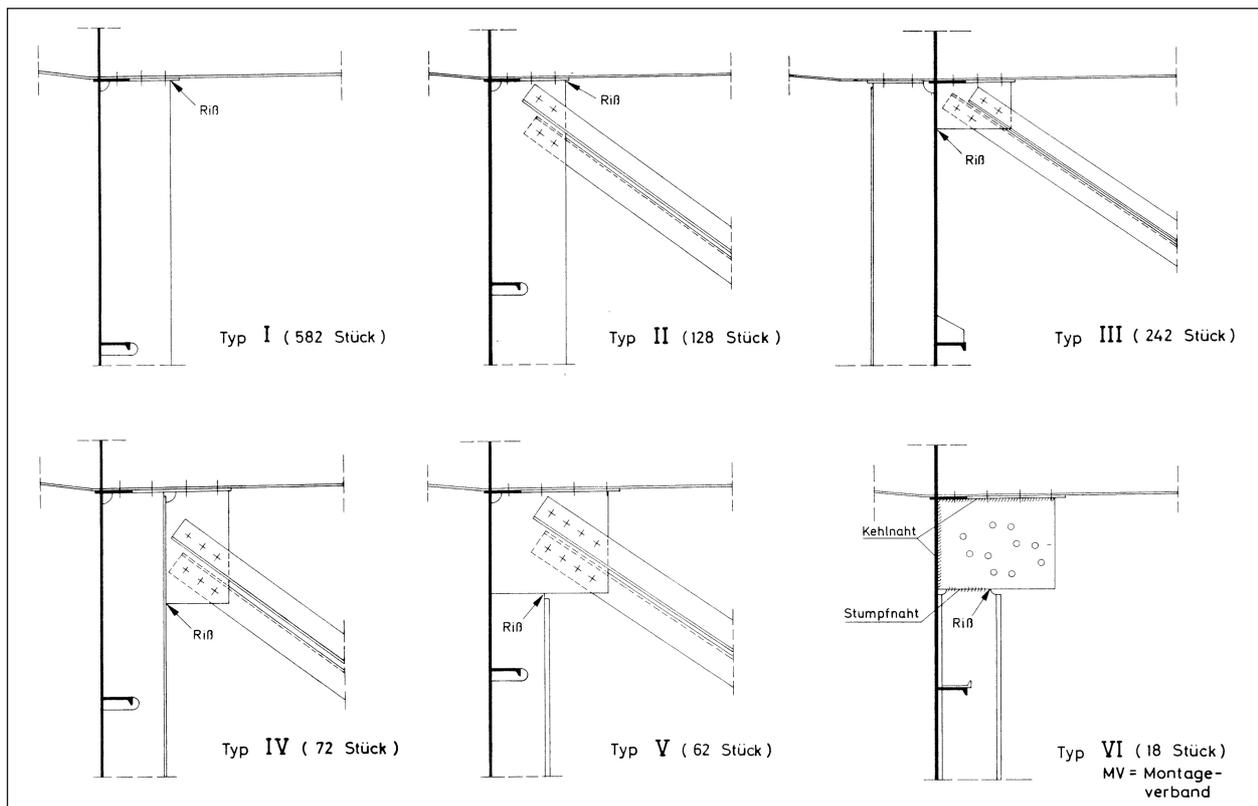
### 3.2.3 Festgestellte Schäden und Ursachen

Bei der Brückenhauptprüfung 1987 wurden Risse an den Anschlüssen der Hauptträger-Querstreifen und Querverbände festgestellt. Prof. NATHER wurde mit der Ursachenfindung und Erarbeitung eines Instandsetzungskonzepts beauftragt. Die festgestellten Risstypen sind in Bild 9 skizzenhaft dargestellt. Allen Rissen ist gemein, dass sie im Bereich von Schweißnähten liegen. Alle unterschiedlichen Quersysteme waren betroffen, sowohl für beide Hauptträger als auch für beide Überbauten in gleichem Maß.

Im Laufe der Bearbeitung und der späteren Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung wurde der Schadenskatalog stets fortgeschrieben und erweitert, jedoch wurden keine Schäden festgestellt, die sich grundsätzlich und bedeutend von den hier dargestellten Schäden unterscheiden.

Folgende Aspekte werden in dem Gutachten von Prof. NATHER [U15] als wesentliche Ursachen genannt:

- Die Querbiegebeanspruchung der Querverbandsanschlüsse infolge Einspannung der Fahrbahnplatte in die Hauptträger wurde in der



**Bild 9:** Schadensbilder in Quersystemen der Donaubrücke Sinzing, aus [U15]

Aufstellungsberechnung nicht berücksichtigt. Ebenso werden diese Details durch die Belastung und Wirkung der Querverbände beansprucht. Eine Bemessung der Anschlüsse wurde nicht durchgeführt. Die Annahme einer gelenkigen Lagerung der Querträger auf den Hauptträgern stimmt mit der Ausführung nicht überein. Die Knotenbleche vergrößern zudem die Biegesteifigkeiten der geschraubten Anschlüsse.

- Die konstruktive Ausbildung der Knotenpunkte Typ I bis IV ist hinsichtlich Ermüdung ungünstig. Die Knotenbleche führen zu abrupten Steifigkeitsänderungen, die ebenso wie die vorhandenen Kehlnähte durch eine hohe Kerbwirkung charakterisiert sind.
- Die Beanspruchungen der Knotenpunkte V und VI liegen teilweise über der Streckgrenze, da in den maßgebenden Schnitten erheblich reduzierte Biegesteifigkeit zu berücksichtigen ist. Zusätzlich gibt es auch hier eine hohe Kerbwirkung durch die vorhandenen Steifigkeitsänderungen.
- Eine Überprüfung der rechnerischen Lebensdauer der einzelnen Knotenpunkte bestätigt die festgestellten Risse und ihre Häufigkeiten.

### 3.2.4 Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung

Zunächst wurde bei den Schäden hinsichtlich der Dringlichkeit zur Instandsetzung differenziert. Im Gutachten [U15] wurden die Schadenstypen III, V und VI als Sicherheitsrisiko eingestuft, da durch ein mögliches Wachstum der Risse Schädigungen des Haupttragwerks nicht ausgeschlossen werden konnten.

Bei der Erarbeitung möglicher baulicher Maßnahmen waren ermüdungsgerechte Verstärkungen der Knotenpunkte zu entwerfen, die einerseits zum Lastabtrag der tatsächlichen Beanspruchungen geeignet waren und andererseits die Steifigkeitsverhältnisse in den Quersystemen so wenig wie möglich beeinflussen sollten, um Lastumlagerungen und eine Neuberechnung der Fahrbahnplatte zu vermeiden. Weiterhin sollte eine Montage unter laufendem Verkehr ohne Ausbau bestehender Bauteile möglich sein. In Bild 10 sind die vorgeschlagenen Verstärkungen von Prof. NATHER skizzenhaft dargestellt.

Für die in den Jahren 1990 und 1991 umgesetzte Instandsetzung wurden fünf verschiedene Ausführungsformen wegen der unterschiedlichen Quersysteme entworfen, nachgewiesen und unter Verkehr eingebaut. Sowohl geschweißte als auch geschraubte Verbindungen wurden hergestellt. Eine Übersicht der Details zeigt Bild 11.

Die Brücke steht weiterhin unter Verkehr. In den Bauwerksbüchern [U20] (Stand 2012) finden sich erneut Schweißnahttrisse an einigen instandgesetzten Knotenpunkten (Bild 12).

Offenbar wurden die kritischen Details bei der Instandsetzungsmaßnahme Anfang der 90er Jahre nur verstärkt. Auf eine Ergänzung von Lasteinleitungssteifen am Querträger (Schaden [4]) wurde ebenso verzichtet wie auf eine Umgestaltung der abrupten Steifigkeitssprünge (Schaden [5]).

Somit ist festzuhalten, dass ungünstige Kerbdetails auch bei geringen Spannungen, Schädigungen hervorrufen können.

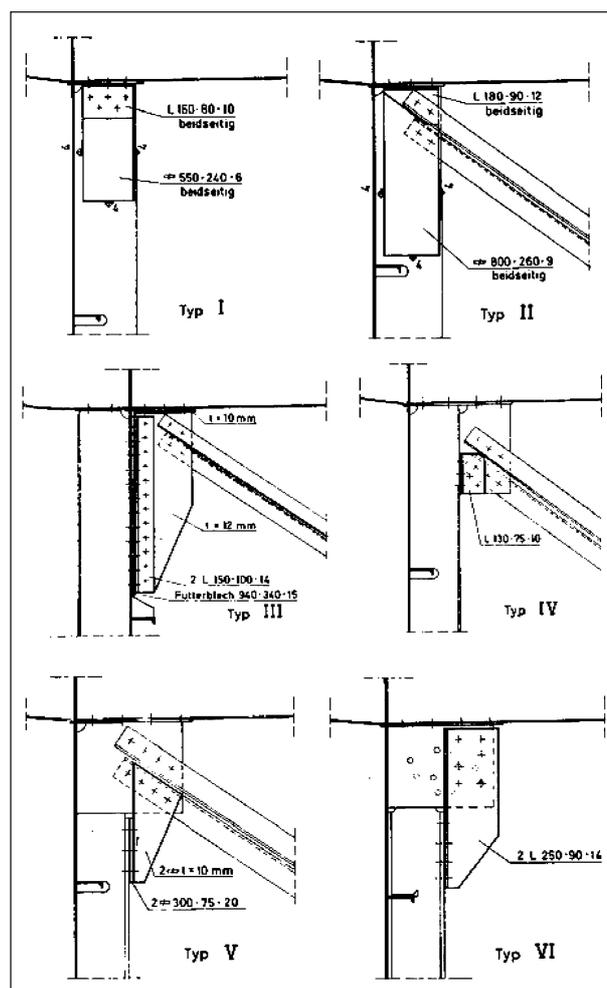


Bild 10: Erste Sanierungsvorschläge für die Donaubrücke Sinzing aus [U15]

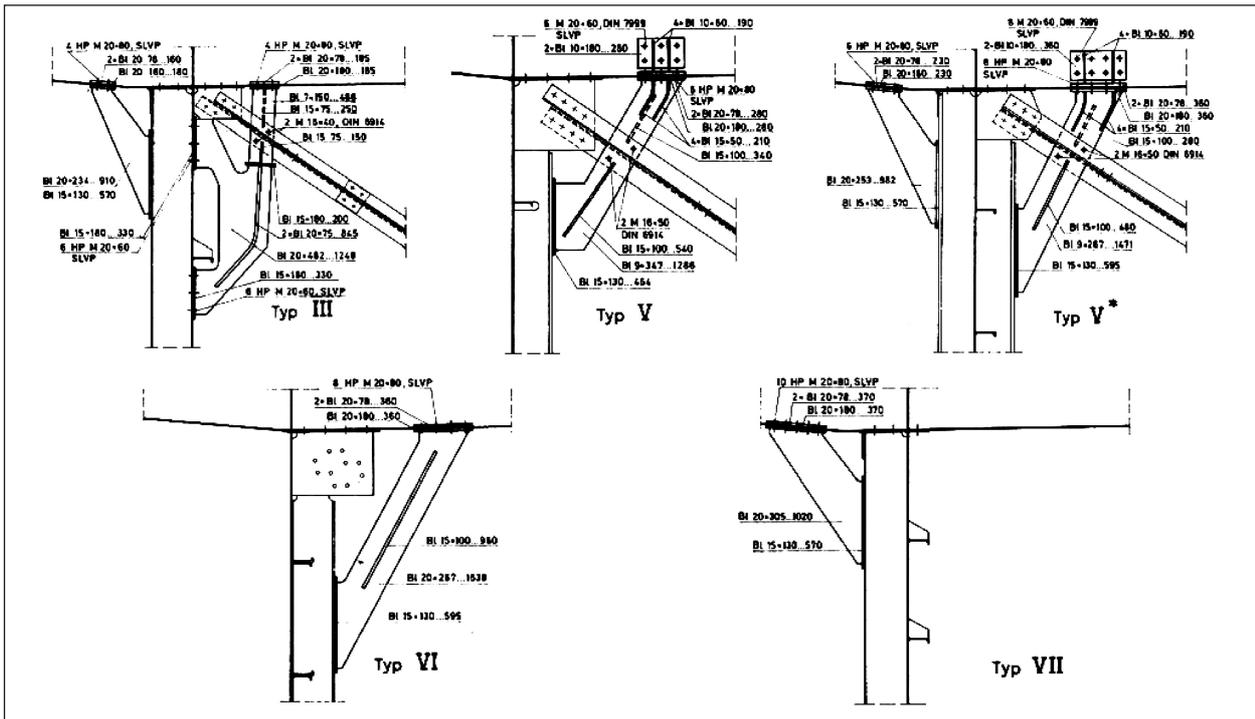


Bild 11: Ausgeführte Verstärkungen fünf verschiedener Knotenpunkte, aus [U18]

[4] Querträger des Fachwerkes, Schweißnaht, vereinzelt, gerissen, Anzahl: 3 Stelle(n), gesamtes Bauteil, Norden, siehe 10 te Anlage, Halsnähte der Querträger in den Kragbereichen, über den Hauptträger-Vertikalsteifen S=0, V=0, D=1

[5] Querträger des Fachwerkes, Schweißnaht, vereinzelt, gerissen, Anzahl: 19 Stelle(n), gesamtes Bauteil, siehe 11 te Anlage, Querverbandsanschlüsse S=1, V=0, D=2



Riß IN SN--NB-N--KT91



Riß IN SN--NB-S--QT557

Bild 12: Auszug aus dem Bauwerksbuch des nördlichen Überbaus; links Riss QT-Halskehlnaht Detail Typ III; rechts erneuter Riss der horizontalen Stumpfnah am Knotenblech Detail Typ V\* [U20]

### 3.3 Autobahnbrücke bei Durlach (A 5)

#### 3.3.1 Unterlagen

Folgende Unterlagen wurden vom Regierungspräsidium Karlsruhe (Referat 43 Ingenieurbau) zur Verfügung gestellt:

- Fotos der Konstruktion und der Schäden [U21],
- Übersichtszeichnungen der Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung [U22].

Weiterhin liegt ein veröffentlichter Artikel zu dem Schadensfall und den baulichen Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung vor [U23].

### 3.3.2 Beschreibung der Konstruktion

Die Bundesautobahn A 5 kreuzt bei Durlach in der Nähe von Karlsruhe mehrere Gleise der Deutschen Bahn. Das Überführungsbauwerk aus dem Jahr 1982 besteht aus zwei getrennten Überbauten für jede Richtungsfahrbahn, die wegen des nahegelegenen Autobahnkreuzes Platz für drei Fahrstreifen und ein Auf- und Abfahrt bieten. Der stählerne Überbau wirkt als Dreifeldträger mit Spannweiten von 100 m im Hauptfeld und 75,3 m in den Randfeldern. Die zwei Hauptträger sind im Stützbereich der Randfelder gevoutet und erreichen über den Stützen ihre maximale Konstruktionshöhe, die im Hauptfeld konstant bleibt. Durch das Quergefälle der Fahrbahn sind diese Höhen für beide Hauptträger unterschiedlich. Der innere Hauptträger ist mit 2,90 m um ca. 32 cm höher als der äußere Hauptträger, der somit eine extreme Schlankheit von  $L/39$  besitzt. Bei einer Gesamtbreite von 19,10 m liegen



**Bild 13:** Autobahnbrücke bei Durlach (A 5) Untersicht mit Querträger, Längsträger und Querfachwerk [U21]

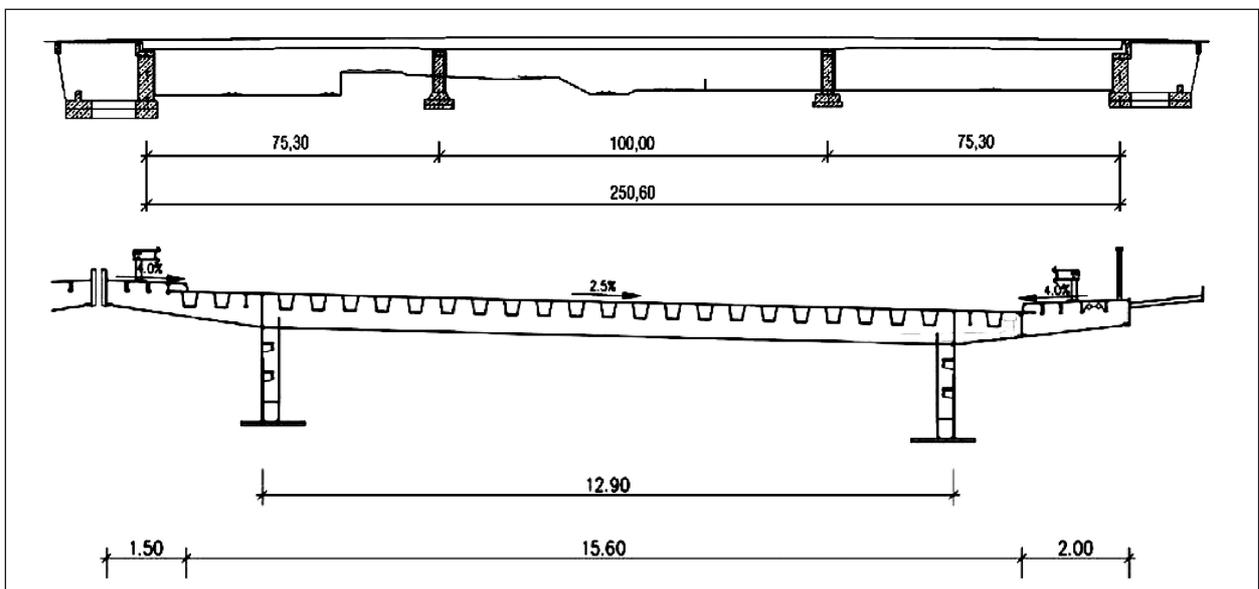
die Hauptträger mit 12,90 m relativ weit auseinander. Dieser Abstand wird von den Querträgern im Abstand von 3,40 m überbrückt. In den Drittelpunkten der Querträgerspannweite gibt es zwei Längsträger, die eine federelastische Zwischenstützung der Querträger darstellen und durch ein stabilisierendes und aussteifendes Fachwerk in jeder vierten Querträgerachse (Abstand 13,60 m) gestützt werden.

Ursprünglich wurde die vierstrefige Brücke nach DIN 1072 unter Ansatz eines einzelnen SLW60 bemessen.

### 3.3.3 Festgestellte Schäden und Ursachen

Bei Arbeiten an dem Straßenbelag wurden im Jahr 2000 neben zahlreichen Rissen in der orthotropen Fahrbahnplatte ebenfalls Schäden in den Quersystemen festgestellt. Im Bereich der Rahmenecke des Quersystems und, im Anschluss der Hauptträgerquersteife an den Querträgeruntergurt, sind Risse entstanden. In den Achsen mit Querfachwerk sind die Risse an der Umschweißung der Knotenbleche entstanden. Bild 15 und Bild 16 zeigen beispielhaft, dass die Schäden teilweise erhebliches Ausmaß angenommen hatten.

In Zusammenarbeit mit Prof. BUCAK wurden von der Straßenbauverwaltung die Ursachen für die unterschiedlichen Schäden untersucht und ein Instandsetzungskonzept ausgearbeitet. Es zeigte sich, dass folgende Punkte wesentlich für die Risse in den Quersystemen waren:



**Bild 14:** Ansicht und Querschnitt, aus [U23] (Im Querschnitt sind die Längsträger und das Querfachwerk nicht dargestellt vgl. Bild 13)

- In der ursprünglichen statischen Berechnung wurde die Verbindung zwischen Querträger und Hautträgerquersteife als gelenkig angenommen. Allerdings entspricht die Ausführung einem biegesteifen Anschluss, der durch die Knotenbleche zusätzlich versteift wird. Weiterhin wird die Einspannwirkung durch die hohe Quersteifigkeit des breiten Hauptträger-Untergurts, der als horizontales Auflager des Querrahmens wirkt, vergrößert.
- Die unterschiedliche Steifigkeit der schlanken Hauptträger führt zu großen Durchbiegungsdifferenzen. Dieser Effekt wird durch die ungünstige Lage des kleineren Hauptträgers im Bereich des Schwerlastverkehrs zusätzlich verschärft. Die entstehenden zusätzlichen Momente in den Rahmenecken erreichen eine nicht zu vernachlässigende Größe. Eine Häufung der Schäden am äußeren und kleineren Hauptträger war feststellbar.



**Bild 15:** Risse im Bereich des geschweißten Anschlusses zwischen dem Gurt der HT-Quersteife und dem QT-Untergurt, aus [U23]



**Bild 16:** Riss im Gurt der HT-Quersteife unterhalb der Umschweißung des FW-Knotenblechs, aus [U23]

### 3.3.4 Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung

Ziel der bauwerkserhaltenden Maßnahmen war eine Reduzierung der Durchbiegungsdifferenz der unterschiedlich steifen Hauptträger. Die herkömmliche Verstärkung des kleineren Hauptträgers mittels zusätzlicher Bleche wurde zunächst untersucht. Jedoch stand der mögliche Steifigkeitszuwachs in keinem günstigen Verhältnis zum erforderlichen Materialaufwand.

Die Alternative mit lokaler Verstärkung der Rahmenecken hätte die Begehrbarkeit stark eingeschränkt, sodass diese Möglichkeit ebenfalls fallengelassen wurde.

Auch mit Blick auf die Schäden in der orthotropen Fahrbahnplatte und den unzureichenden Lastansatz aus der statischen Berechnung wurde beschlossen, die Spannweiten durch zusätzliche Pendelstützen aus Stahl zu halbieren. Möglich war dieser Ansatz nur dank der besonderen Verhältnisse unterhalb der Brücke, die eine Positionierung der Stützen zwischen den vorhandenen Gleisen erlaubte. Die gewonnene Tragfähigkeit wurde genutzt, um die Fahrbahnplatte durch eine 16 cm dicke Ortbetonergänzung zu verstärken. Als zusätzliches Bemessungskriterium musste der Anprall eines Zugs und der Ausfall einer Stahlstütze betrachtet werden. Die Tragfähigkeit der Brücke für diese außergewöhn-



**Bild 17:** Zusätzliche Stahlstützen zur Halbierung der Spannweite in den Randfeldern, aus [U21]



**Bild 18:** Aufschweißen von Kopfbolzendübeln zur Erzielung einer Verbundwirkung, aus [U23]

liche Bemessungssituation konnte durch die Verbundwirkung zwischen Stahlbau und Ortbetoneingängung garantiert werden.

Auf diese Weise wurden die Probleme der Fahrbahnplatte, der Quersysteme und Tragfähigkeitsdefizite im Sinne einer ganzheitlichen Bauwerkserhaltungsmaßnahme behoben. Nach Angaben der Autoren des Artikels [U23] war dies wesentlich günstiger als ein Ersatzneubau.

Das Bauwerk steht weiterhin unter Verkehr. Erneute Schäden sind nicht dokumentiert.

### 3.4 Dehmseebrücke (A 12)

#### 3.4.1 Unterlagen

Folgende Unterlagen wurden vom Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, NL Autobahn, zur Verfügung gestellt.

- Übersichtszeichnungen [U24],
- Gutachten Ingenieurbüro Grassel [U25].

#### 3.4.2 Beschreibung der Konstruktion

Zwischen Berlin und Frankfurt a. d. Oder wird die Bundesautobahn A 12 in der Nähe des Dehmsees über die Spree geführt. Für beide Richtungsfahr-

bahnen gibt es getrennte Überbauten. Der Überbau in Fahrtrichtung Berlin wurde 1999 als Stabbogenbrücke errichtet. In Fahrtrichtung Frankfurt a. d. Oder überspannt eine stählerne Plattenbalkenbrücke aus dem Jahr 1989 mit drei Feldern, Stützweiten von 39,7 m in den Randfeldern und 55,0 m im Hauptfeld das Gewässer. Die im Jahre 1999 auf insgesamt 11,75 m verbreiterte Brücke bietet Platz für zwei Fahrstreifen. Einen Seitenstreifen gibt es nicht. Die zwei vollwandigen Hauptträger haben eine Konstruktionshöhe von 2,25 m und einen Abstand von 7,50 m. Die orthotrope Fahrbahnplatte überspannt den Querträgerabstand von 2,50 m. Die Konstruktionshöhe der Querträger beträgt 79 cm. In jeder Querträgerachse ist der Hauptträgersteg durch innen- und außenseitigen Flachstahl versteift. Da es keine Querverbände gibt, dienen diese Quersteifen auch der Stabilisierung der Hauptträger-Untergurte. Ein Längsschnitt der gesamten Brücke und der Normalquerschnitt sind in Bild 19 dargestellt.

Im Gegensatz zu dem offenen Querschnitt der normalen Querträger sind die 1,33 m hohen Endquerträger (in den Achsen 10 und 40) zwischen den Hauptträgern als Kasten ausgeführt (Bild 20). Sie sind mit Balastbeton gefüllt, um abhebenden Kräften an den Endauflagern entgegen zu wirken. Die längsfeste Lagerung befindet sich auf einem Mittelpfeiler (Achse 30). Die Festhaltung in Querrichtung erfolgt einheitlich in einer Hauptträgerachse.

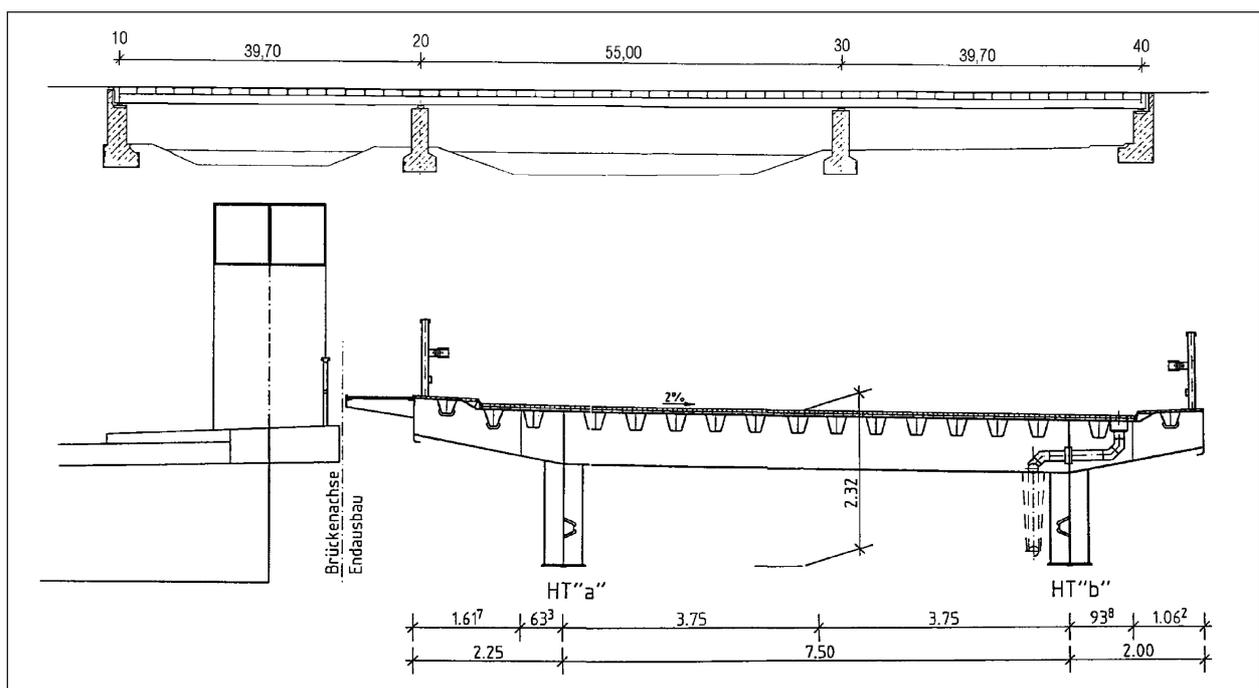
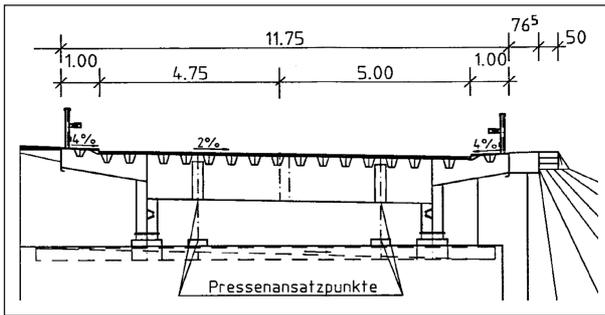


Bild 19: Dehmseebrücke, oben Längsschnitt, unten Normalquerschnitt [U24]



**Bild 20:** Dehmseebrücke Querschnitt in den Lagerachsen 10 und 40 [U24]

Mittelfristig ist auch für die Richtungsfahrbahn Frankfurt a. d. Oder eine Ersatzneubau als Bogenbrücke geplant.

### 3.4.3 Festgestellte Schäden und Ursachen

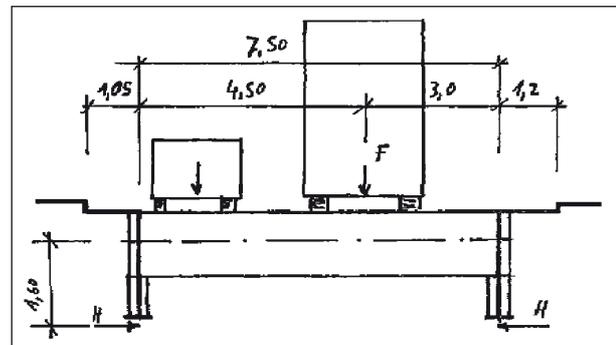
Bei der Brückenhauptprüfung im November 2010 wurden neben Schweißnahtissen an den Längsbeulsteifen der Hauptträgerstege auch Schweißnahtisse in allen vier innenliegenden Schweißnahtanschlüssen der Auflagersteifen an die Untergurte der kastenförmigen Endquerträger festgestellt (Bild 21). In den übrigen Querträgerachsen wurden entsprechende Schäden nicht festgestellt. Das Ingenieurbüro Grassl, Berlin wurde mit der Erstellung eines Gutachtens [U25] zu Ursachenfindung beauftragt.

In dem Gutachten werden folgende Aspekte zur Erklärung der festgestellten Schäden herausgearbeitet. Die Auflagersteifen bilden zusammen mit dem Endquerträger ein Rahmensystem. Durch die horizontalen Rückstellkräfte der Elastomerlager entstehen bei jeder Überfahrt eines Fahrzeugs wechselnde Beanspruchungen in den Rahmenecken, die in der ursprünglichen statischen Berechnung nicht erfasst wurden (Bild 22). Stattdessen wurden die betreffenden Schweißnähte nur konstruktiv als doppelseitige Kehlnähte mit einer Nachtdicke von 4 mm gewählt und ausgeführt. Eine rechnerische Überprüfung des Details im Gutachten [U25] bestätigt das Auftreten der festgestellten Risse.

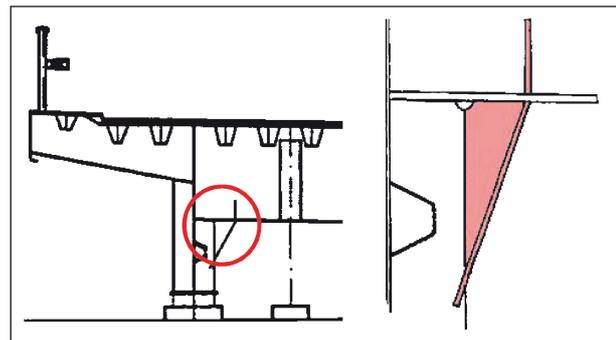
Darüber hinaus wurde im Zuge der Ursachenfindung festgestellt, dass der horizontale Lastabtrag des Rahmensystems auch nicht für andere horizontale Lasten wie z. B. Wind nachgewiesen wurde. Eine rechnerische Überbeanspruchung der Schweißnaht im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die Folge.



**Bild 21:** Bei der HP 2010 festgestellte Schweißnahtisse an der Umschweißung der Auflagersteifen zum Untergurt des EQT, aus [U25]



**Bild 22:** Prinzipskizze zur Rahmentragwirkung in den Lagerachsen 10 und 40 bei der Überfahrt von Fahrzeugen, aus [U25]



**Bild 23:** Vorschlag aus dem Gutachten [U25] zur Instandsetzung (Prinzipskizze)

### 3.4.4 Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung

Der Vorschlag zur Instandsetzung aus dem Gutachten [U25] sieht eine Verstärkung der Rahmenecken mit zusätzlichen Blechen vor, um die auftretenden Beanspruchungen sicher aufnehmen zu können (Bild 23). Die Instandsetzungsmaßnahme wurde wie im Gutachten empfohlen im Herbst 2014 ohne Komplikationen ausgeführt.

### 3.5 Sinntalbrücke (A 7)

#### 3.5.1 Unterlagen

Folgende Unterlagen wurden von der Autobahndirektion Nordbayern (Dienststelle Würzburg) zur Verfügung gestellt:

- statische Berechnung [U26],
- Ausführungspläne (1965) [U27],
- Bestandspläne (1968) [U28],
- Bauwerksbuch und diverse Anlagen [U29],
- Gutachten von Prof. NATHER von 1985 [U30],
- Ausführungspläne Sanierung (1985-86) [U31].

#### 3.5.2 Beschreibung der Konstruktion

Die Brücke wurde 1967 fertiggestellt und überspannt das Sinntal mit 8 Feldern und einer maximalen Stützweite von 110 m. Beide Richtungsfahrbahnen der A 7 mit jeweils zwei Fahr- und einem Seitenstreifen sind auf der Balkenbrücke mit orthotroper Fahrbahnplatte angeordnet. Im Grundriss ist die Brücke mit einem Radius von 1.100 m gekrümmt. Die beiden Hauptträger weisen eine

Konstruktionshöhe zwischen 4,0 m bis 5,0 m auf und haben einen Abstand von 20,20 m bei einer Gesamtbreite von 30,50 m. Die Querträger spannen zwischen den Hauptträgern mit zusätzlicher federelastischer Unterstützung durch zwei Längsträger. Der Querträgerabstand beträgt 3,20 m. In jeder Querträger-Achse sind auch vertikale Querstreifen vorhanden. Die Stabilisierung der Hauptträgeruntergurte wird ausschließlich durch die planmäßig angesetzte und statisch nachgewiesene Rahmenwirkung der Quersysteme realisiert. Lediglich in den Lagerachsen finden sich Schrägstreben, die zur sicheren Lasteinleitung der horizontalen Lasten in die Unterbauten dienen.

Im Wesentlichen wurde der Überbau aus Stahl der Güte St52 gefertigt. Neben untergeordneten Bauteilen wurden aber auch die Längsbeulsteifen der Hauptträgerstege aus St37 hergestellt.

Zur Montage wurde der Brückenquerschnitt in neun Fahrbahnanteile und zwei Hauptträgeranteile unterteilt (Bild 24). Die orthotrope Platte wurde an diesen Stellen verschweißt, die Stege und Gurte der Quer- und Hauptträger wurden verschraubt. Durch diese Unterteilung waren auf der Baustelle keine Schweißarbeiten im Anschluss zwischen Querträ-

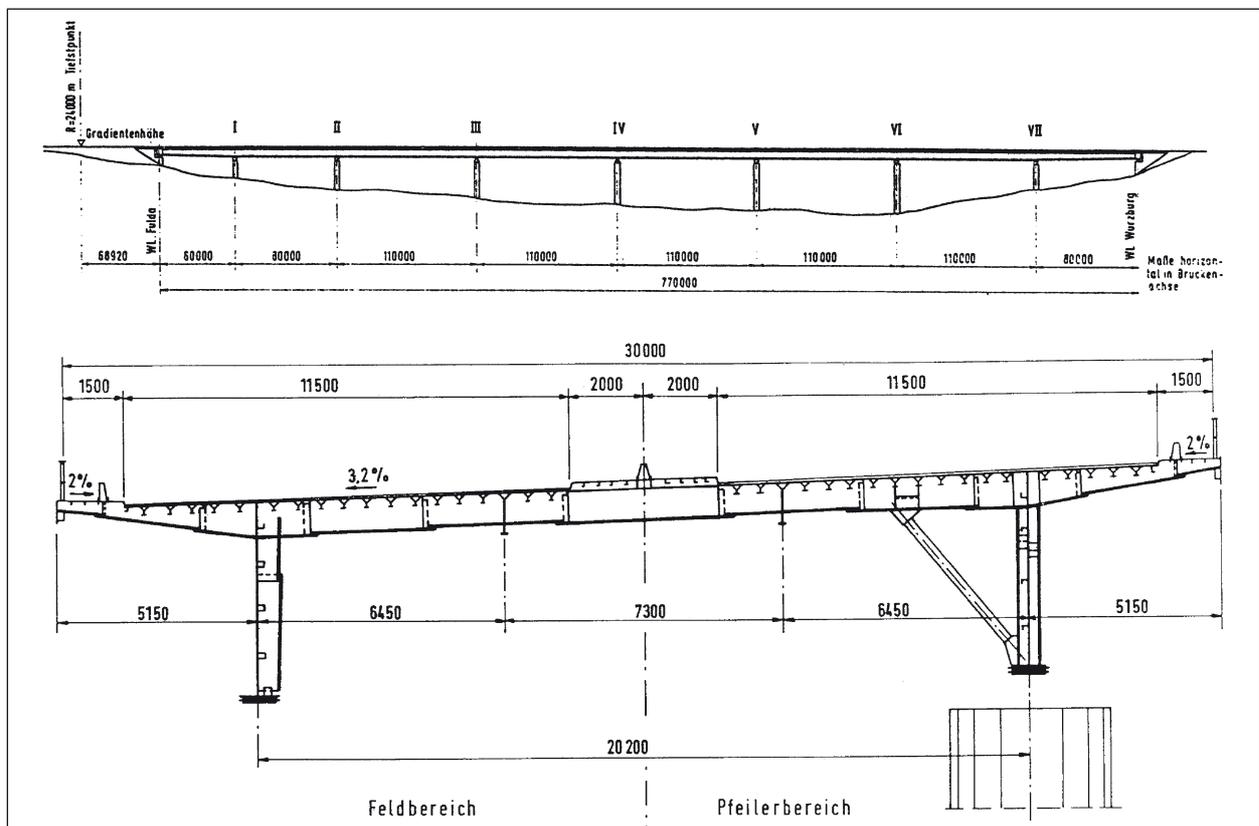


Bild 24: Ansicht und Querschnitt der Sinntalbrücke, aus [U30]

ger-Untergurt und den Quersteifen notwendig, sodass die Verbindungen der Rahmenecke unter günstigen Werkstattbedingungen hergestellt werden konnten.

### 3.5.3 Festgestellte Schäden und Ursachen

Bei der Brückenhauptprüfung 1984 wurden vermehrt Risse in der orthotropen Fahrbahnplatte festgestellt. Weiterhin gab es halbrunde Risse in den Querträgerstegen direkt neben den Längsträgern und einen Riss des Querträgerstegs einer Rahmenecke im Anschluss an den Hauptträgersteg. Einige horizontale Stegbeulsteifen der Hauptträgerstege waren von den vertikalen Quersteifen abgerissen. Prof. NATHER wurde mit der Ursachenfindung und Konzeption möglicher Instandsetzungen oder Ertüchtigungen im Rahmen eines Gutachtens [U30] beauftragt.

Die halbrunden Risse der Querträgerstege waren gemäß Gutachten [U30] darauf zurückzuführen, dass Verformungen senkrecht zur Stegebene, die durch Verdrehungen der Fahrbahn längsrippen hervorgerufen wurden, von dem benachbarten steifen Längsträger behindert wurden.

Die Abrisse der Längsbeulsteifen hatten gemäß Gutachten [U30] die Ursache, dass die Längsbeulsteifen bei der Ermittlung der Querschnittswerte des Haupttragwerks nicht berücksichtigt wurden. Die Schweißnähte wurden nur konstruktiv gewählt und nicht für die Spannungen, die sich aus der Mitwirkung im Haupttragwerk ergaben, ausgelegt.

Da die Ursachen der zuvor beschriebenen Schadensarten nicht im Tragverhalten der Quersysteme begründet sind, sondern vielmehr den Anschluss längsgerichteter, sekundärer Bauteile betrifft sind

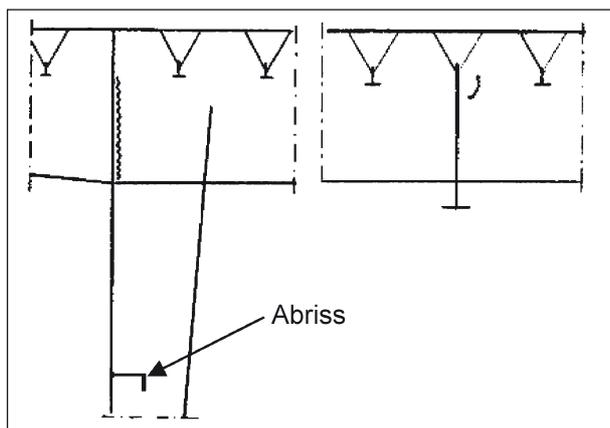


Bild 25: Sinntalbrücke Schadensskizze, aus [U30]

sie nach Auffassung des Verfassers charakteristisch für Schäden der Kategorie 2.

Der Riss im Bereich der vertikalen Schweißnaht zwischen Querträger- und Hauptträgersteg in Achse 3 wurde wegen der rechnerisch und nachweistechisch berücksichtigten Rahmentragwirkung in dem Gutachten [U30] als Einzelfall ohne systematische Ursache gewertet. Da in dem folgenden Nutzungszeitraum keine weiteren Schäden im Quersystem bekannt geworden sind, kann die Sinntalbrücke als positives Referenzbauwerk für die folgenden Untersuchungen herangezogen werden.

Wegen anhaltender Probleme mit der orthotropen Fahrbahnplatte wurde ab 2009 eine neue Brücke in Verbundbauweise erstellt. Nach Abschluss der Bauarbeiten im Jahre 2013 wurde die alte Sinntalbrücke gesprengt.

## 3.6 Ruhrtalbrücke Mintard (A 52)

### 3.6.1 Unterlagen

Folgende Unterlagen wurden von dem Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen (Niederlassung Krefeld) zur Verfügung gestellt:

- statische Berechnung des Überbaus [U32],
- Gutachten des Büros HRA (1993) [U35],
- diverse Unterlagen zu Mängelbeseitigung (1978) [U33], zu den Instandsetzungsarbeiten 1992-94, zur Verstärkung des Gesamttragwerks (2001-2003) [U37], [U38],
- Prüfberichte zu Bauwerksprüfungen [U39].

### 3.6.2 Beschreibung der Konstruktion

Die Bundesautobahn A 52 zwischen Essen und Düsseldorf wird bei der Ortschaft Mintard durch eine durchlaufende Balkenbrücke mit 19 Feldern, einer Gesamtlänge von 1.800 m und einer maximalen Spannweite der Stromöffnung von 126,0 m über das Ruhrtal geführt. Die übrigen Felder haben Stützweiten von 108,0 m – 90,0 m – 86,4 m und 66,6 m. Die Brücke ist im Grundriss mit einem Radius von 3.000 m gekrümmt und hat ein konstantes Längsgefälle. Der einteilige Überbau aus dem Jahre 1966 ist als einzelliger Hohlkastenquerschnitt mit außenliegenden Schrägstreben konstruiert. Er bietet bei einer Gesamtbreite von 28,0 m Platz für

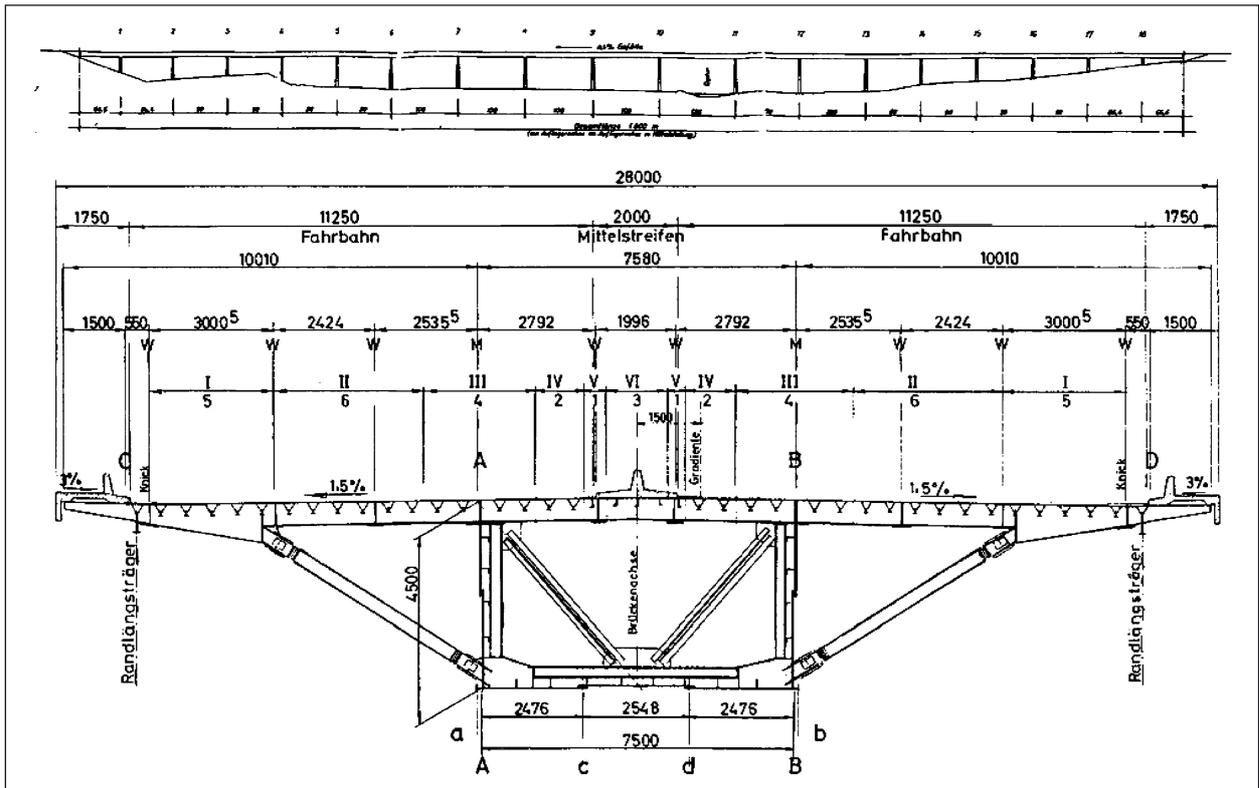


Bild 26: Ansicht und Querschnitt der Ruhrtalbrücke Mintard, aus [U35]

zwei Fahrstreifen und einen Seitenstreifen je Richtungsfahrbahn. Die Konstruktionshöhe beträgt 4,5 m bei einer Breite des Hohlkastens von 7,5 m. Die orthotrope Fahrbahnplatte überspannt den Querträgerabstand von 3,60 m. Die Querträger werden durch die Schrägstreben mit Doppel-T-Profil federelastisch gestützt und haben zwischen den Anschlüssen der Schrägstreben einen konstanten Querschnitt. Die Auskragungen der Querträger haben eine veränderliche Höhe. Aussteifende Verbandsdiagonalen finden sich in jeder fünften Querachse. In den Lagerachsen gibt es ein sehr steifes Querschott, das sich über die halbe Kastenhöhe erstreckt und im oberen Bereich durch Querverbände ergänzt wird. Das Bauwerk wurde ursprünglich unter Ansatz eines einzelnen SLW60 nach DIN 1072 bemessen. Vorhandene Tragfähigkeitsdefizite des Haupttragwerks wurden durch Verstärkungen der Quer- und Längssteifen der Bodenbleche behoben. Die Brücke steht weiterhin unter Verkehr.

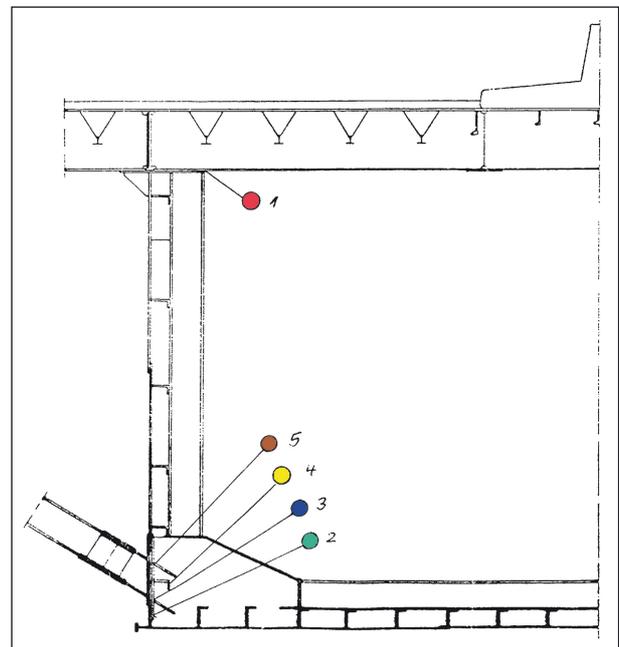


Bild 27: Übersicht der festgestellten Schäden im Quersystem, aus [U35]

### 3.6.3 Schadensüberblick

Bei der Brückenhauptprüfung 1990 wurden an vielen Stellen Risse im Quersystem festgestellt, die auch schon bei vorangegangenen Bauwerksprüfungen bemängelt worden waren. Bereits instandgesetzte Risse waren erneut aufgefallen, sodass

das Büro HRA aus Bochum mit der Schadensanalyse und Entwicklung einer dauerhaften Instandsetzung beauftragt wurde. In Bild 27 ist die Lage der aufgetretenen Risse verzeichnet. Der Schaden 1 betrifft den Anschluss der vertikalen Hauptträgerstegstife an den Querträger-Untergurt. Die Scha-

denpunkte 2 bis 5 beschreiben unterschiedliche Risse, die jedoch alle auf der Innenseite des Strebenanschlusses im Hohlkastens liegen.

In dem Gutachten [U35] werden die nachfolgend zusammengefassten Ursachen und Instandsetzungsempfehlungen genannt.

### 3.6.4 Quersteifenanschluss

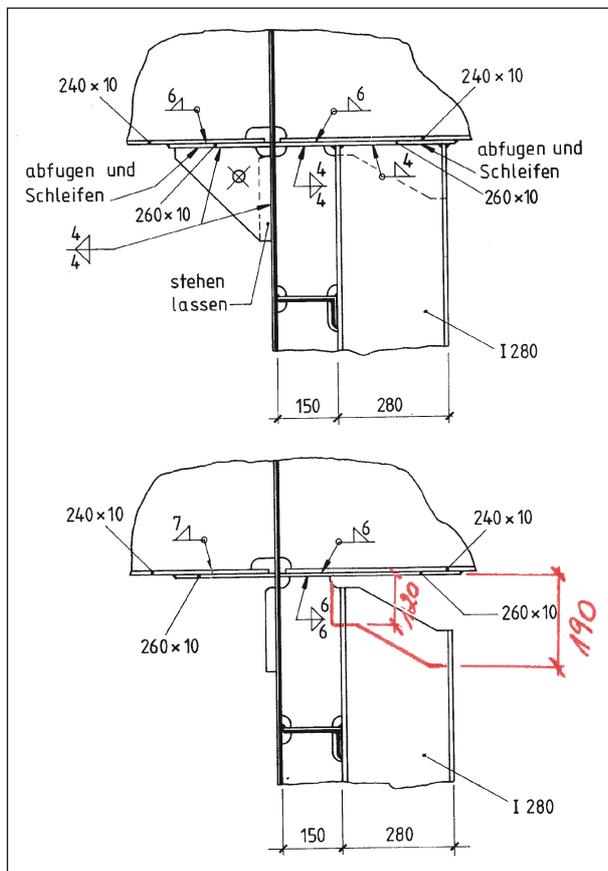
Der Anschluss der vertikalen Stegsteife des Hauptträgers an den Querträger wurde in der ursprünglichen statischen Berechnung als gelenkig angenommen. Jedoch stimmt die Ausführung des Detailpunkts mit dieser Annahme nicht überein (Bild 28). Der gesamte Querschnitt der vertikalen Stegsteife wurde mit einem Blech verschweißt, das Teil eines Überlappungsstoßes des Querträger-Untergurts ist. Die Stirnkehlnaht des Überlappungsblechs wird somit nicht nur durch Längsspannungen aus Querträgerbiegung beansprucht, sondern auch orthogonal dazu, durch ein ungewolltes Biegemoment aus der Rahmenwirkung des Quersystems. Für diese Beanspruchung ist die Schweiß-

naht nicht ausgelegt. Zusätzlich wird die Steifigkeit des Anschlusses durch ein außenliegendes Montageblech aus der Bauphase erhöht, das nach dem Abschluss der Bauarbeiten nicht entfernt wurde. Dadurch wird die unplanmäßige Biegebeanspruchung weiter vergrößert.

Somit wird festgehalten, dass die Diskrepanz zwischen Planung und Ausführung ursächlich für den Schaden 1 ist.

Da eine weitere Verstärkung des Anschlusses laut Gutachten zu Schnittgrößenumlagerungen und dadurch zu Überbeanspruchungen anderer Bauteile des Quersystems geführt hätte, wurde vorgeschlagen das planmäßig angesetzte Gelenk durch gezielte Reduktion der Steifigkeit herzustellen. In einer Aktennotiz aus dem Oktober 1994 zu den Instandsetzungsarbeiten wurde von den Beteiligten eine abgewandelte Ausführung des Gelenks vereinbart (in Bild 28 unten rot eingezeichnet).

Nach der Ausführung der vorgeschlagenen Maßnahmen sind bislang keine neuerlichen Schäden an diesem Detail bekannt geworden.



**Bild 28:** Ausbildung eines Gelenks; oben: alter Anschluss; unten: Vorschlag zur Umgestaltung und Ausführungsvariante in rot; aus [U35] und [U36]

### 3.6.5 Schrägstrebenanschluss unten

Da in jeder Querträgerachse Schrägstreben vorhanden sind, die aussteifenden Querverbände jedoch nur in jeder fünften Achse für den Formerhalt des Querschnitts sorgen, stellen sich zwischen den Querverbänden Querschnittsverformungen und daraus resultierende Zwangsbeanspruchungen ein, die bei der Bemessung nicht berücksichtigt wurden. Diese Zwängungen begünstigen nicht nur den zuvor beschriebenen Schaden am Quersteifenanschluss, sondern führen auch zu erhöhten Beanspruchungen im unteren Schrägstrebenanschluss, obwohl dieser in der statischen Berechnung biegesteif berechnet wurde. In dem Gutachten des Büros HRA werden diese unplanmäßigen Beanspruchungen und die ungünstige Ausführung des Anschlusses mit ungleichen Kopfplatten (Bild 29) als Ursachen für die festgestellten Schäden genannt.

Um die Zugkräfte aus dem Anschlussbiegemoment direkter übertragen zu können und somit eine ermüdungstechnisch günstigen Kraftfluss zu erreichen, wird in dem Gutachten als Instandsetzungsmaßnahme vorgeschlagen, zusätzliche Schrauben einzubauen und den Anschluss auf diese Weise zu verstärken.

[78] Balken / Steg, Schweißnaht, eine Stelle, gerissen,  
Länge: 25,0 cm, 11-tes Feld, links, unten, siehe 3.  
Anlage, (siehe auch Schaden Nr. 75)  
S=1, V=0, D=2



SCHWEISSNAHTRISS

[75] Aussteifung des Kragarmes, Schraube, vereinzelt,  
fehlt, 11-tes Feld, unten, siehe Anlage 1, 2 und 3, siehe  
Bilder 4 und 5  
S=0, V=0, D=1



Bild 29: Instandsetzungsvorschlag des unteren Anschlusses der Schrägstreben, aus [U35]

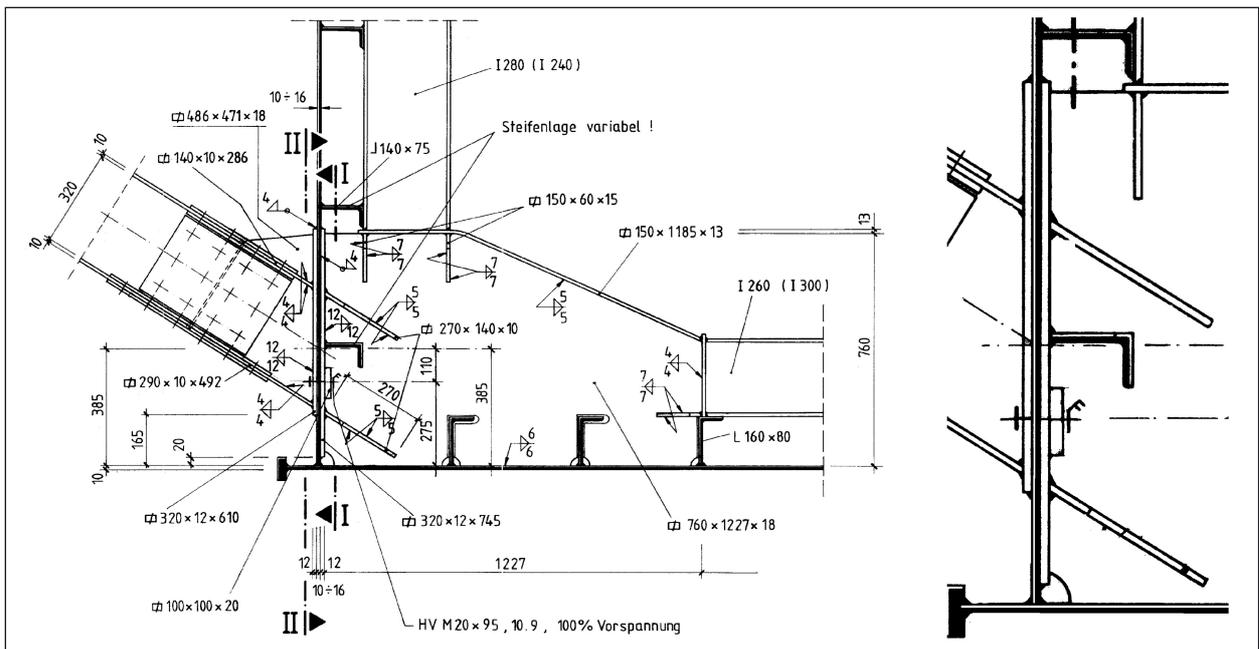


Bild 30: Auszüge aus dem Prüfbericht zur Einfachprüfung 2011, [U39]

Bei der Brückenhauptprüfung 2008 wurde festgestellt, dass an einem Strebenanschluss die zusätzlich eingebauten Schrauben fehlen bzw. gerissen sind (Bild 30). An gleicher Stelle wurden Schweißnahtreisse an den Flanken der inneren Kopfplatten festgestellt. Bei der Einfachprüfung 2011 wurde keine Schadenserweiterung festgestellt. Über die Ursachen liegen keine Informationen vor. Da es sich um einen Einzelfall handelt, kann die Wirksamkeit der Maßnahme nicht abschließend beurteilt werden.

### 3.6.6 Schrägstrebenanschluss oben

Im Anschluss der Schrägstrebe sind in drei Lagerachsen Schweißnahtreisse aufgetreten, die durch ausfugen, schleifen und erneutes Verschweißen mit vergrößerter Nahtdicke saniert werden konnten.

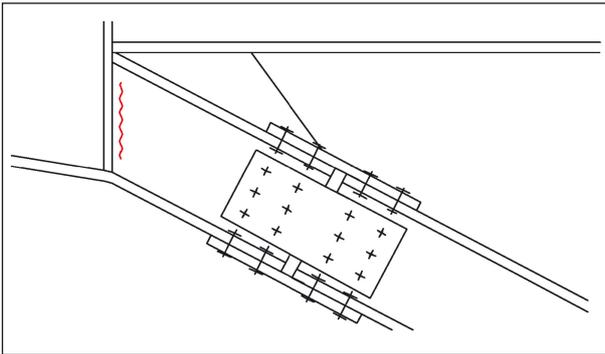


Bild 31: Schweißnahttrisse Strebenanschluss oben

### 3.7 Hochstraße A, Leverkusen (A 1)

#### 3.7.1 Unterlagen

Folgende Unterlagen wurden von dem Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen (Niederlassung Köln) zur Verfügung gestellt:

- statische Berechnung des Überbaus [U40],
- Bestandspläne des Überbaus [U41],
- diverse Gutachten und Unterlagen zu diversen Sanierungsmaßnahmen [U42] bis [U55].

#### 3.7.2 Beschreibung der Konstruktion

Im Bereich des Autobahnkreuzes Leverkusen West wird die A 1 mit der Brücke Hochstraße A über zwei Landstraßen und den Fluss Dhünn geführt. Der Durchlaufträger aus dem Jahr 1964 über 13 Felder mit einer maximalen Spannweite von 48,2 m besitzt zwei Hauptträger im Abstand von 19,50 m, die als Hohlkästen mit unterschiedlichen Bauhöhen

(1,50 m und 1,85 m) konstruiert sind. Die Brücke ist im Grundriss mit einem veränderlichen Radius gekrümmt, wobei der minimale Radius 1.000 m beträgt. Die Richtungsfahrbahnen mit jeweils drei Fahrstreifen befinden sich auf dem 33,50 m breiten Überbau. Die orthotrope Fahrbahnplatte überspannt den Querträgerabstand von 1,72 m. Der Regelquerträger hat eine maximale Höhe von ca. 75 cm. Die Querträger sind in den Auflagerachsen so konstruiert, dass die Untergurtebene der Quer- und Hauptträger übereinstimmt. Die Querträger werden durch ein längsgerichtetes Fachwerk (in Bild 32 nicht dargestellt) in Bauwerksmitte federelastisch gestützt. Auch die Bleche der äußeren Schrammborde werden unter der Fahrbahn zu Längsträgern ausgebaut. Die Hauptträgerhohlkästen werden durch Querverbände in jeder vierten Querträgerachse ausgesteift, während in den übrigen Achsen quergerichtete Beulsteifen für die Stege und Bodenbleche aus Flachstahl angeordnet sind. In den Lagerachsen sind Vollschofte angeordnet.

Im Bereich der Dhünn ist die Stützenstellung im Vergleich zu den übrigen Achsen unregelmäßig. Dem Verlauf des Flusses angepasst, ist in den Achsen 9N und 9S jeweils nur ein Pfeiler in der nördlichen oder südlichen Hauptträgerachse angeordnet (Bild 32). Somit ergeben sich für beide Hauptträger zwischen den Achsen 8 und 10 zwei ungleiche Stützweiten von 67,5 m und 31,0 m, die in den Hauptträgerachsen zueinander versetzt sind. Um diese Unregelmäßigkeit abzufangen wurden in den Lagerachsen 8, 9S, 9N und 10 drei benachbarte Querträger zu einem zweizelligen Hohlkasten zusammengefasst.

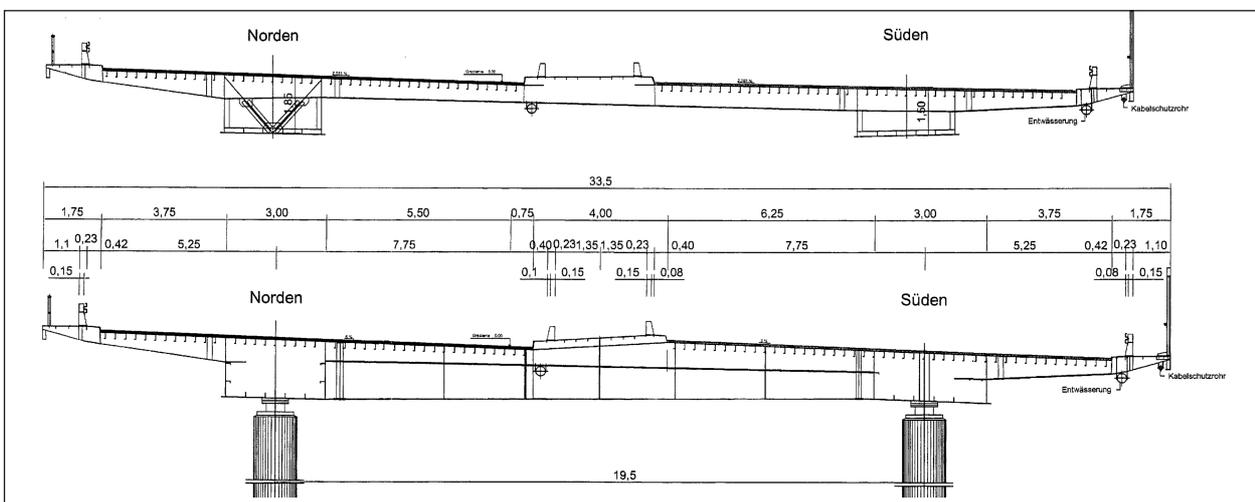
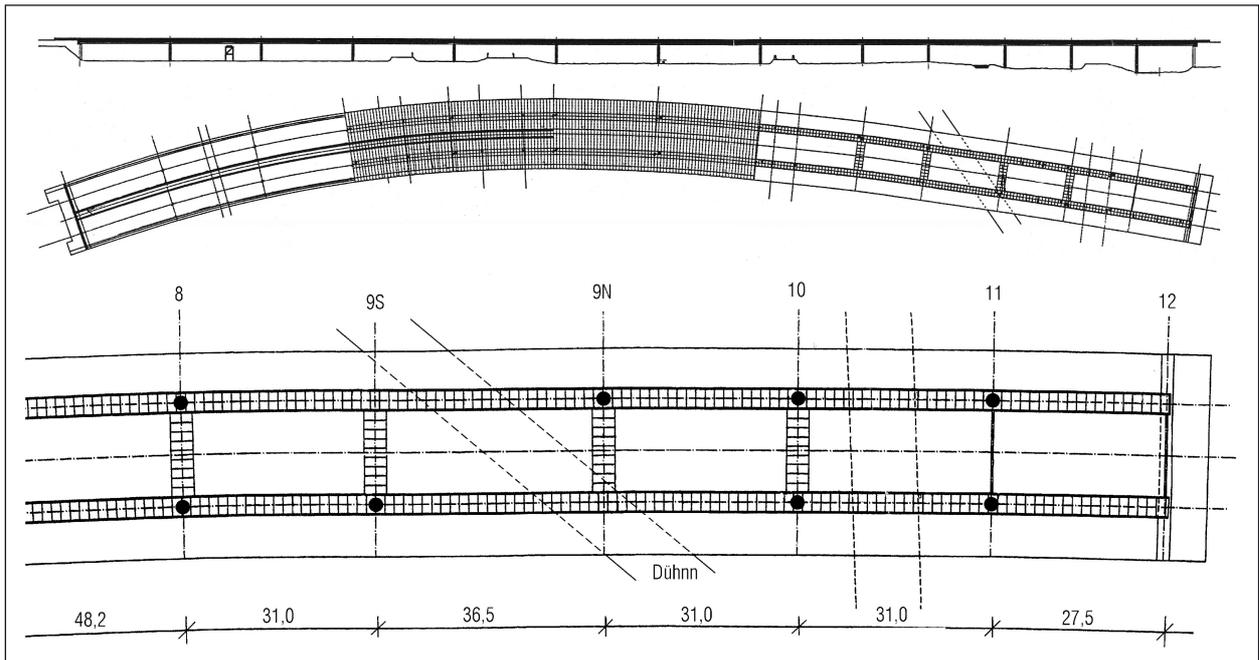


Bild 32: Querschnitte der Hochstraße A, oben Feldquerschnitt, unten Stützenquerschnitt, [U53]



**Bild 33:** Ansicht und Grundriss mit detailiertem Ausschnitt des Grundrisses am östlichen BW-Ende mit Kastenquerträgern und versetzten Stützen, [U53]

Wie zur Zeit des Neubaus üblich, ist das Bauwerk durch viele Staffelungen der Querschnitte und Blechdicken an den Verlauf der Beanspruchungen angepasst worden. Als Material wurde vorwiegend St52 verwendet, jedoch bestehen z. B. die Querstreifen aus St37.

### 3.7.3 Schadenshistorie, Ursachen und Maßnahmen

Wegen aufgetretener Schweißnahttrisse in der orthotropen Fahrbahnplatte wurden bereits 1979 Instandsetzungsarbeiten durchgeführt. Dabei wurden auch einige Schweißnahttrisse im Anschluss des Querträgeruntergurts an den Hauptträgersteg festgestellt. Diese Schweißnahttrisse wurden durch die SLV Duisburg untersucht [U43]. Dabei wurde durch Analyse von entnommenen Probestücken eine mangelhafte Ausführungsqualität der Schweißnähte als Ursache für die Schäden ermittelt.

Anfang 1993 wurden bei der Brückenhauptprüfung Risse in den Quersystemen der Hohlkästen festgestellt (Bild 34). Ausgehend vom Rand der stumpf gestoßenen Steifen der Hauptträgerstege und Bodenbleche aus Flachstahl waren ausgeprägte Risse entstanden, die teilweise schräg in das Grundmaterial gewachsen waren. Sowohl Querachsen mit als auch ohne aussteifende Querverbände waren betroffen. Ein Gutachten des Ingenieurbüros Prof. Sedlacek und Partner aus Aachen



**Bild 34:** Risse in den Quersystemen der Hochstraße A von 1994, aus [U46]

von 1995 wurde zur Ursachenfindung und Maßnahmenarbeit in Auftrag gegeben.

Als wesentliche Ursache für die festgestellten Schäden wurde die Vernachlässigung der Zwangsbeanspruchungen infolge Querschnittsverformungen zwischen den aussteifenden Quersystemen durch die exzentrische Verkehrsbelastung genannt. Die Querrahmen wurden in der ursprünglichen statischen Berechnung nur für die Beulaussteifung der

Boden- und Stegbleche angesetzt und nicht weiter nachgewiesen. Daher führten die auftretenden Zwangsbeanspruchungen zu Ermüdungsrissen in den Rahmenecken. Die nicht ermüdungsgerechte Ausführung der Stumpfnähte ohne eine Verschweißung der Wurzellage auf der Gegenseite führte zu einer Verschärfung des Problems.

Zur Instandsetzung wurden zunächst Reperaturschweißungen durchgeführt. Zur Verstärkung der Quersysteme wurden zusätzliche Verbände in jeder vierten Achse angeordnet, sodass nach der Verstärkungsmaßnahme an jedem zweiten Querträger aussteifende Verbandsdiagonalen vorhanden waren. Die Rahmenecken der übrigen Quersysteme wurden durch zusätzliche Eckverstärkungen verstärkt. Das Bild 35 verdeutlicht die Folge der unterschiedlichen Quersysteme.

Trotz dieser Instandsetzungsmaßnahmen sind 2006 erneut Risse in den Quersystemen vom Typ 3

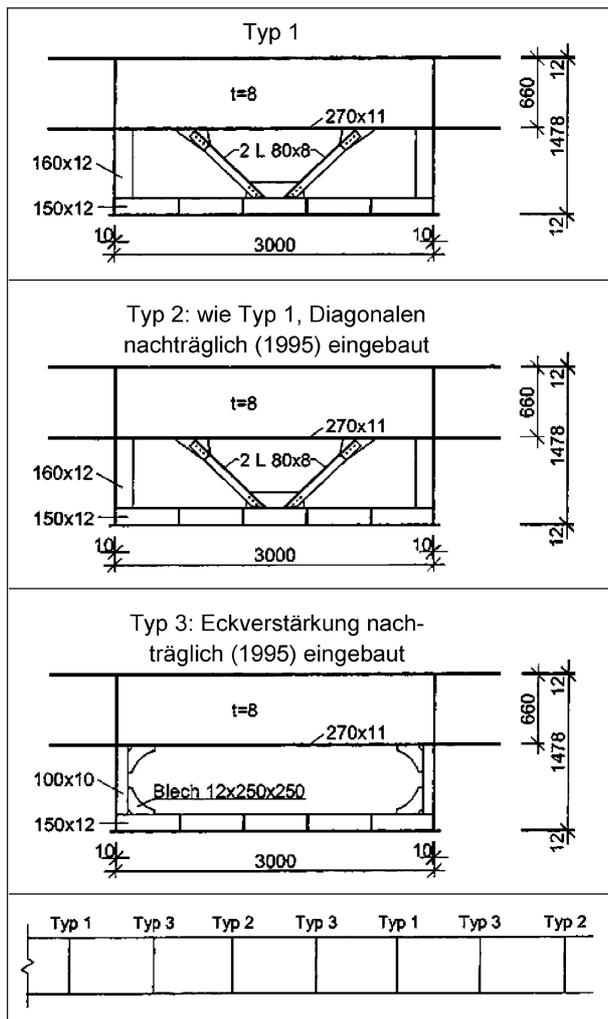


Bild 35: Verteilung der unterschiedlichen Quersysteme nach der Sanierung 1995, [U48]

aufgetreten (Bild 36). Die Risse sind ausgehend von der Umschweißung der Eckverstärkungen in die Bodenblechsteife gewachsen. In gleicher Art und Weise sind auch Risse in den vertikalen Stegsteifen entstanden. Mit einem Gutachten der TU Dortmund von 2006 [U48] wurde die Ursache dieser Risse untersucht.

Auf der Grundlage numerischer Untersuchungen wurde als Ursache für die neuen Risse die unstetige Ausführung der verstärkenden Bleche ermittelt. Der schroffe Steifigkeitssprung hatte lokale Spannungsspitzen zur Folge, die ursächlich für die Ermüdungsrisse waren (Bild 37 links). Daher wurde vorgeschlagen, abgesehen von den auszuführenden Reperaturschweißungen, die Steifigkeitssprünge der eingeschweißten Bleche zu entfernen, um somit den Kraftfluss zu glätten und ein ermüdungssicheres Detail zu erhalten. Im Bild 37 rechts ist der Vorschlag aus dem Gutachten [U48] skizzenhaft dargestellt. Auf der Grundlage der geänderten Geometrie konnte die Ermüdungssicherheit rechnerisch bestätigt werden.



Bild 36: Risse in Bodenblechsteife eines Quersystems vom Typ 3, aus [U48]

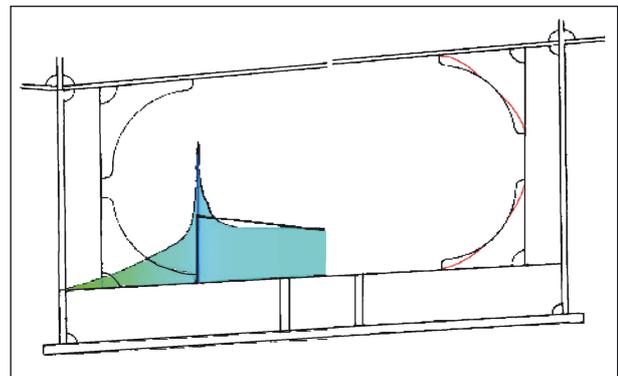
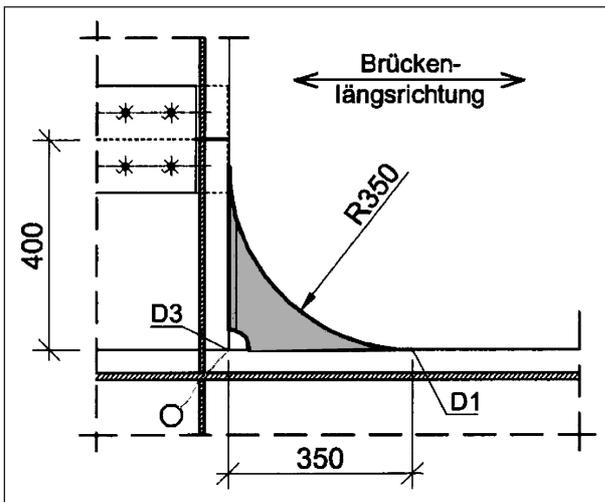


Bild 37: Links: ursächliche Spannungsspitzen im Quersystem vom Typ 3; rechts: Vorschlag zur Instandsetzung 2006 Entfernen der Steifigkeitssprünge, aus [U48]

Bei der Bauwerksprüfung im April 2008 wurden zwei Risse im Untergurtblech des südlichen Hauptträgers bei der Achse 9 N festgestellt. Die Risse gingen von der Ecke der Verbindungsschweißnaht zwischen Querträger- und Hauptträgeruntergurt aus und waren unter einem Winkel



**Bild 38:** Riss im Hauptträger-Untergurt ausgehend von der Schweißnaht mit dem Querträger-Untergurt, aus [U51]



**Bild 39:** Vorschlag zur Instandsetzung der Rissen im Hauptträger-Untergurt, aus [U51]

90	$\frac{AC}{AC} r \geq \frac{1}{3} \frac{AC}{AC}$ oder $r > 150 \text{ mm}$		4) An den Blech- oder Trägerflanschrändern angeschweißtes Knotenblech.
71	$\frac{AC}{AC} \frac{1}{6} \leq \frac{r}{l} \leq \frac{1}{3}$		
50	$\frac{AC}{AC} r \leq \frac{1}{6} \frac{AC}{AC}$		
40			5) Ohne Nachbehandlung, ohne Ausrundungsradius.

**Bild 40:** Ausschnitt der Kerbfalltabelle 8.4 aus DIN EN 1993-1-9 [9]

von 45° in den Hauptträgeruntergurt gewachsen (Bild 38). Als Sofortmaßnahme wurde das Rissende abgebohrt um ein weiteres Wachstum der Risse zu vermeiden. Weiterhin wurde Prof. UNGERMANN von der TU Dortmund mit der Ursachenfindung und der Erarbeitung von Instandsetzungen im Rahmen eines Gutachtens [U51] beauftragt.

Obwohl es sich bei dem geschädigten Bauteil um ein Haupttragglied handelt und der Schaden somit in die Kategorie 4 gemäß Bild 1 einzustufen ist, wird kurz auf die Ursachen und die Instandsetzung eingegangen, da gewisse Parallelen zu den zuvor beschriebenen Schäden in den Quersystemen bestehen. Ursächlich sind auch hier Spannungsspitzen infolge der un stetigen Querschnittsänderung und schlechter Ausführungsqualität der Umschweißung. Ähnlich wie beim Quersystem Typ 3, wird zur Instandsetzung das Einsetzen zusätzlicher, ausrundender Bleche empfohlen (Bild 39), um den Spannungsverlauf zu glätten. Ein Blick in die Kerbfalltabelle 8.4 nach DIN EN 1993-1-9 verdeutlicht den positiven Einfluss der Ausrundung auf die Ermüdungssicherheit.

### 3.7.4 Aktueller Bauwerkszustand

Neben den immer wiederkehrenden Problemen mit der orthotropen Fahrbahnplatte sind auch in jüngster Zeit erneut Schäden in den mehrfach instandgesetzten und verstärkten Quersystemen aufgetreten. Die genauen Hintergründe werden z. Z. untersucht. Es ist jedoch zu vermuten, dass die andauernden Schäden auf die hohe Ausnutzung aller Bauteile, die ungünstige Konstruktion des Gesamttragwerks und die häufig anzutreffende schlechte Ausführungsqualität zurückzuführen sind. Weiterhin ist die Wirkung von Schweißeigen Spannungen unbekannt.

## 3.8 Rheinbrücke Leverkusen (A 1)

### 3.8.1 Unterlagen

Folgende Unterlagen standen zur Bearbeitung zu Verfügung:

- gutachterliche Stellungnahme zur Rheinbrücke Leverkusen, PSP [U56],
- Vortrag BAST Expertengespräch Stahlbrückenbau 2014 [U57].

### 3.8.2 Beschreibung der Konstruktion

Die Rheinbrücke Leverkusen ist eine Schrägseilbrücke aus dem Jahr 1965 mit einem zweizelligen Hohlkasten und außenliegenden Schrägstreben in jeder Querträger-Achse. Beide Richtungsfahrbahnen befinden sich auf dem 37,80 m breiten Überbau. Ursprünglich war die Brücke für den zweistreifigen Verkehr ausgelegt (Brückenklasse 60 nach DIN 1072). Doch seit 1986 werden die Seitenstreifen als dritter Fahrstreifen genutzt. Auf beiden Kragarmen gibt es außerdem Geh- und Radwege. Im Jahr 1995 wurden Lärmschutzwände auf der Brücke errichtet.

Die Konstruktionshöhe beträgt im Regelbereich 4,20 m bei einer Breite des Hohlkastens von 14,0 m. Rechtsrheinisch verbreitert sich der Querschnitt für einen Verzögerungsstreifen, gleichzeitig reduziert sich die Konstruktionshöhe auf 3,29 m und der Querschnitt verändert sich zu einem dreizelligen Hohlkasten. Die maximale Stützweite des Hauptfelds beträgt 280 m. Die Spannweiten der übrigen Felder haben Stützweiten von 106,3 m und 97,4 m. Linksrheinisch schließt eine Vorlandbrücke mit 370 m Länge an die Strombrücken an. Die orthotrope Fahrbahnplatte ist mit sogenannten „Sektelchprofilen“ konstruiert. Der Querträgerabstand variiert zwischen 2,53 m und 2,57, aussteifende Querverbände sind im Abstand von ca. 13,0 m vorhanden. In den Lagerachsen und den Achsen der Seilverankerung sind Vollschotte vorhanden.

### 3.8.3 Festgestellte Schäden und Ursachen

Zunächst wurden zahlreiche Schäden und Schweißnahtrisse der Kategorie 1 und 2 in der orthotropen Fahrbahnplatte festgestellt. Ebenso waren die Schweißnahtanschlüsse zwischen Quer- und Längsbeulsteifen des Bodenblechs betroffen. Im Zuge der Instandsetzungsmaßnahmen und der laufenden Bauwerksprüfungen wurden dann auch Kategorie-3-Schäden festgestellt. Zusammenfassend gibt es vier verschiedenen Schadstellen (Bild 41) im Quersystem, die nachfolgend genauer beschrieben werden:

1. Zahlreiche Risse und Anrisse im Bereich des oberen Strebenanschlusses an den Querträger (Bild 43) werden ausgelöst durch mangelhafte Ausführungsqualität und, infolge übergroßer Toleranzen. Begünstigt wird die Rissbildung durch die Detailausbildung in Form einer un stetigen Querschnittsänderung und durch die hohen Ermüdungsbeanspruchungen, als Folge der drei-

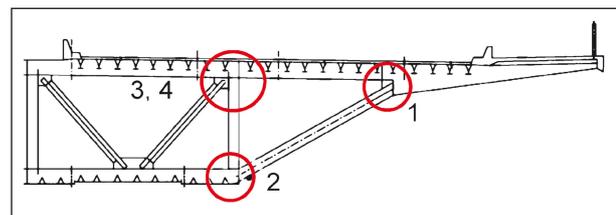


Bild 41: Schadstellen im Quersystem der Rheinbrücke Leverkusen

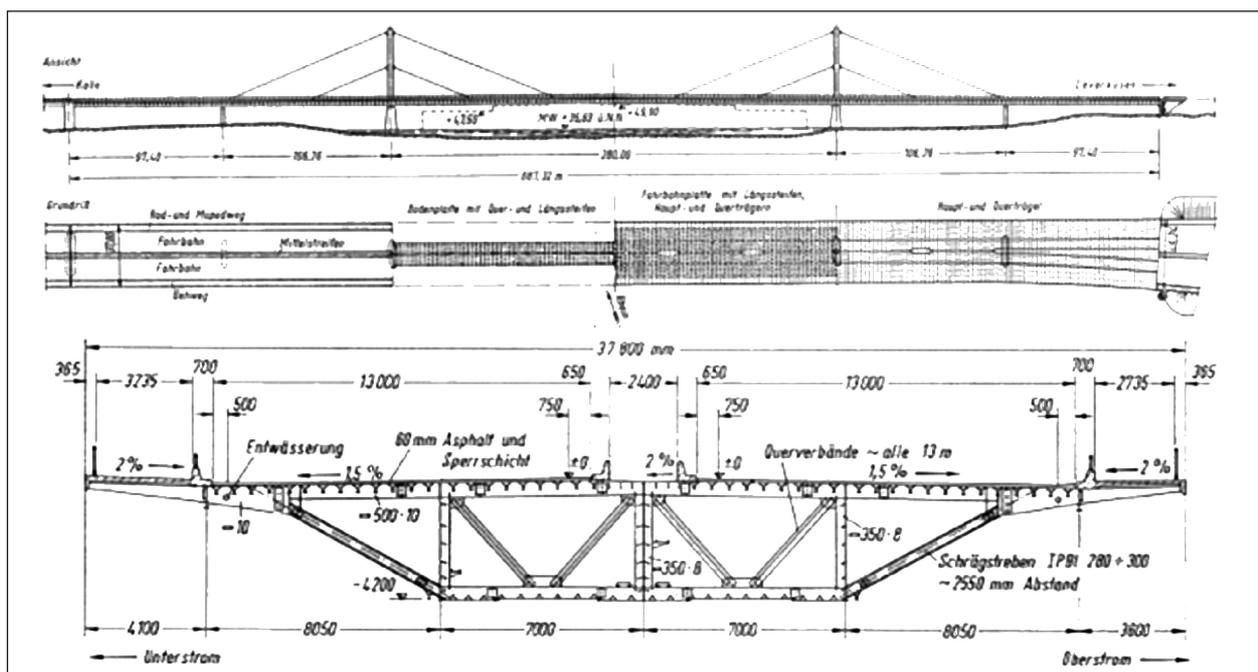


Bild 42: Ansicht und Querschnitt der Rheinbrücke Leverkusen, [U56]



**Bild 43:** Risse im Bereich des oberen Strebenanschlusses an den Querträger, [U56]

streifigen Verkehrsführung mit dem Fahrstreifen für den Schwerlastverkehr auf dem Kragarm.

2. Die Risse im Bereich der Lasteinleitungssteife des unteren Strebenanschlusses im Inneren des Hohlkastens, betreffen nicht nur die Schweißnaht an den Hauptträgersteg, sondern auch die Schweißnaht zum Steg der querverlaufenden Bodenblechsteife (Bild 44). Im Zuge der Reparaturarbeiten wurde festgestellt, dass die Risse auch in das Grundmaterial gewachsen waren. Die vier verschiedenen Ausführungsformen sind alle gleichermaßen betroffen. Diese Bauteile wurden zum Ende des Zusammenbaus eingeschweißt. Auch diese Schäden sind auf unzureichende Qualität bei der Fertigung zurückzuführen. Neben der mangelhaften Schweißnahtqualität ergeben sich große Zugeigenspannungen, als Folge der gewählten Schweißreihenfolge, die sich mit den wechselnden Drucklasten aus der Strebe überlagern. So entstehen Wechsel- oder sogar Zugschwellbeanspruchungen, obwohl rechnerisch keine Zugspannungen auftreten. Dieser Erklärungsansatz wird dadurch bestätigt, dass an keinem der außenliegenden, unteren Strebenanschlüsse Risse festgestellt worden sind. Weiterhin sind die Bleche und Schweißnähte der Lasteinleitungssteifen rechnerisch unterdimensioniert.
3. Bei den Schädigungen im Bereich der oberen Rahmenecke, mit Knotenblech der Querverbände ist stets die Umschweißung des Knotenblechs Ausgangspunkt der Risse. Teilweise waren die Risse schon so weit fortgeschritten, dass die Gurte vollständig und die Stege zu einem großen Teil durchtrennt waren (Bild 45). Auch hier sind der un stetige Querschnittsprung und die mangelhafte Ausführungsqualität ursächlich.



**Bild 44:** Risse im Bereich der Lasteinleitungssteife [U56]



**Bild 45:** Risse ausgehend von der Umschweißung der Knotenbleche, [U56]

4. Risse im Anschluss des Querträgers an den Hauptträgersteg wurden erstmals 2012 festgestellt. Wie in Bild 46 und Bild 47 zu sehen, waren die Risse sehr ausgeprägt und es be-



**Bild 46:** Schweißnaht im Anschluss Querträger an den Hauptträger-Steg, aus [U57]

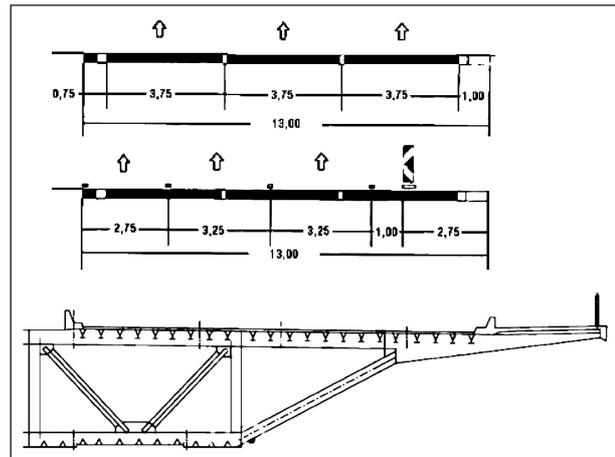


**Bild 47:** Riss unterhalb des Querträger-Untergurts, aus [U57]

stand die Gefahr, dass die Risse in den Hauptträger-Steg hineinwachsen. Somit bestand sofortiger Handlungsbedarf und die Brücke wurde für den Lkw-Verkehr vollständig gesperrt. Weiterhin wurden die Querträger temporär gestützt. Neben den zuvor bereits genannten Ursachen (hohe Auslastung, mangelhafte Ausführungsqualität) haben entnommene Materialproben gezeigt, dass die metallurgische Zusammensetzung und in der Folge die Schweißbarkeit bei einigen Bauteilen nach heutigen Standards eingeschränkt ist und besondere Einstellungen der Schweißparameter notwendig sind, um ausreichende Schweißnahtqualitäten zu erreichen.

### 3.8.4 Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung

Durch die dreistreifige Verkehrsführung und zusätzliches Eigengewicht, das zur Verstärkungen



**Bild 48:** Reduzierung der Fahrstreifenbreite zur Entlastung der Schrägstrebe, Rheinbrücke Leverkusen, [U56]

der Längsbeulsteifen des Bodenblechs und durch die Errichtung der Lärmschutzwände in die Konstruktion eingebracht wurde, sind die Tragreserven der Brücke erschöpft. Umfangreiche Verstärkungen, die weitere Gewichtssteigerungen zur Folge hätten sind somit nicht möglich. Daher werden die festgestellten Risse sukzessiv durch Reparaturschweißungen und den partiellen Austausch geschädigter Bauteile instandgesetzt. Im Rahmen von Bauwerksprüfungen aus besonderem Anlass nach DIN 1076 werden kritische Detailpunkte in enger zeitlicher Abfolge kontinuierlich beobachtet. Für ausgewählte Details wurde ein Monitoring-System eingerichtet. So können Schadenserweiterungen oder neue Schadstellen frühzeitig erkannt und instandgesetzt werden.

Um die Beanspruchungen der Schrägstreben zu reduzieren, wurde die Breite aller Fahrstreifen temporär verkleinert.

Weiterhin gilt ein Überholverbot für Lkw ab 3,5 t (Stand 09/2015) und für genehmigungspflichtige Schwerlasttransporte ist die Brücke dauerhaft gesperrt.

Insgesamt sind die genannten Nutzungseinschränkungen für den Schwerlastverkehr als Folge der über Jahre andauernden hohen Auslastung des Bauwerks zu sehen. Wesentlich dafür sind die dreistreifige Verkehrsführung, für die das Bauwerk ursprünglich nicht vorgesehen war, der im Laufe der Jahre zunehmende Güterverkehr auf der Straße, die teilweise mangelhafte Materialqualität, die konstruktive Ausbildung und die handwerkliche Ausführung des Bauwerks.

### 3.9 Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp (A 40)

#### 3.9.1 Unterlagen

Folgende Unterlagen standen zur Bearbeitung zur Verfügung:

- Stellungnahme zum Zustand der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp, PSP [U58].

#### 3.9.2 Beschreibung der Konstruktion

Im Jahr 1971 wurde die Rheinbrücke Duisburg Neuenkamp (Bild 49) als Schrägseilbrücke fertiggestellt. Die Stromöffnung hat eine Spannweite von 350 m, während die Spannweiten im Vorlandbereich zwischen 105 m und 45 m variieren. Dabei ist der Hauptträger als zweizelliger Hohlkasten mit außenliegenden Schrägstreben ausgebildet und hat eine Konstruktionshöhe von 4,0 m. Bei einem Querträgerabstand von 2,50 m gibt es zur Aussteifung des Querschnitts nur die Querrahmen und regelmäßig angeordneten Vollschotten. Ursprünglich war die Brücke bei einer Gesamtbreite von 36,6 m für zwei Fahrstreifen und einem Seitenstreifen je Richtungsfahrbahn ausgelegt. Jedoch werden die Seitenstreifen seit Längerem als Fahrstreifen für den Schwerlastverkehr genutzt, sodass insgesamt sechs Fahrstreifen auf der Brücke zur Verfügung stehen.

#### 3.9.3 Festgestellte Schäden und Ursachen

Die festgestellten Schäden konzentrieren sich im Wesentlichen auf die orthotrope Fahrbahnplatte, je-

doch wurden auch Risse am oberen Strebenanschluss in zahlreichen Querachsen festgestellt (Bild 50). Zwischen Querträger und Schrägstrebe befindet sich ein versteifendes Blech. Der Querträgeruntergurt wurde bei der Fertigung an dieser Stelle geschlitzt und das Stegblech bis auf die Schrägstrebe geführt. Die Umschweißung in diesem Bereich ist Ausgangspunkt der Rissbildung. Die versteifende

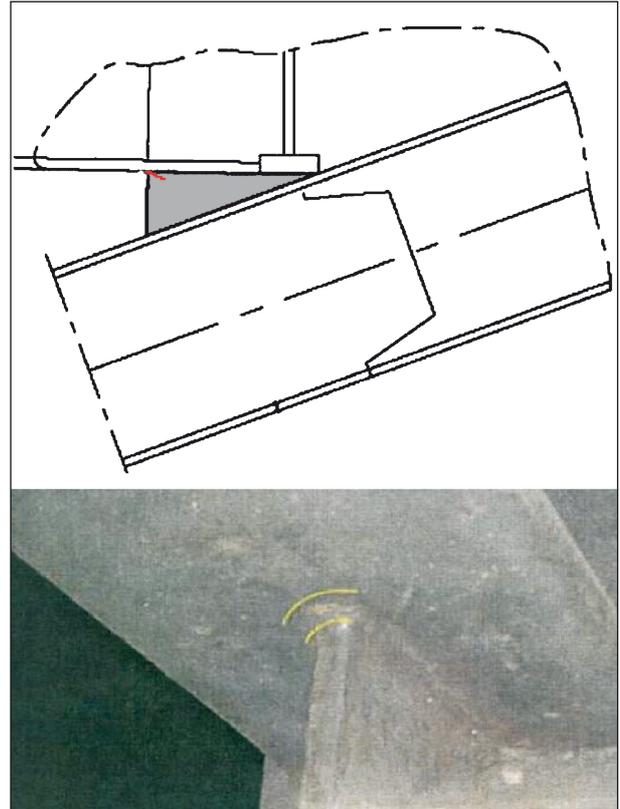


Bild 50: Risse an der Umschweißung des oberen Strebenanschlusses, [U58]

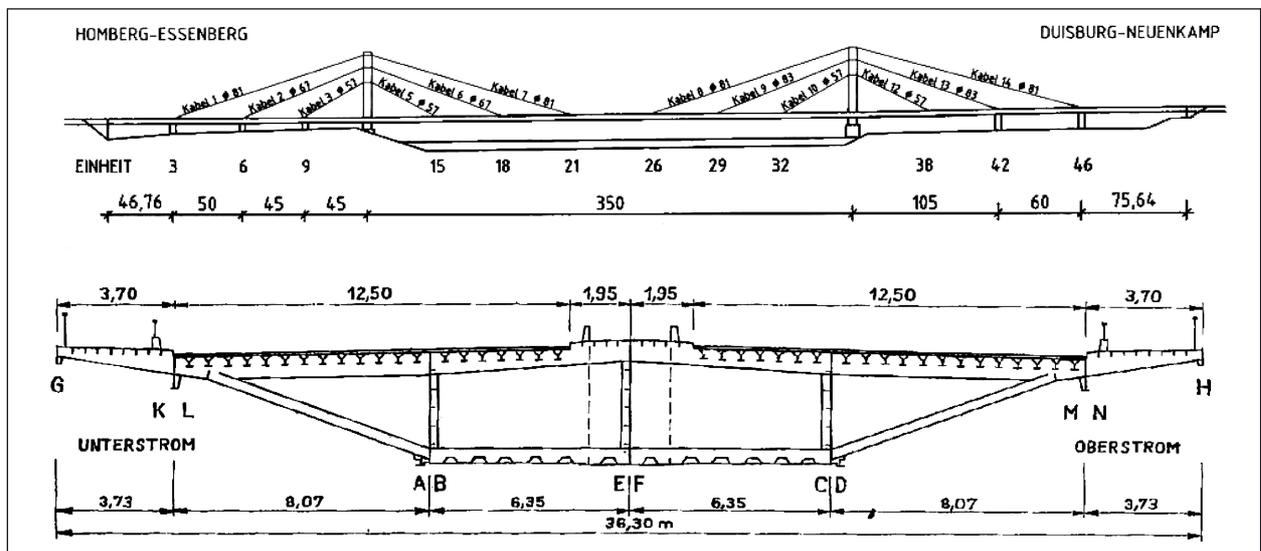
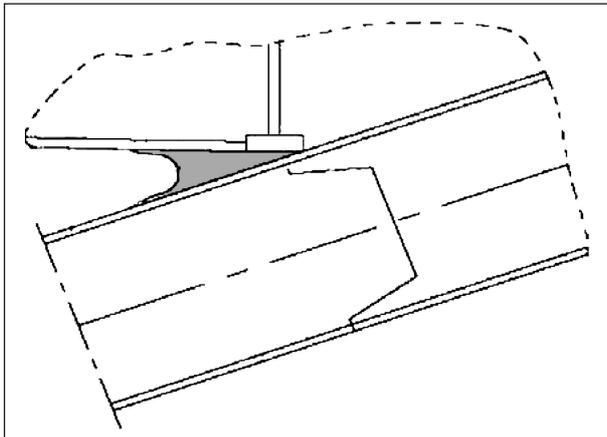
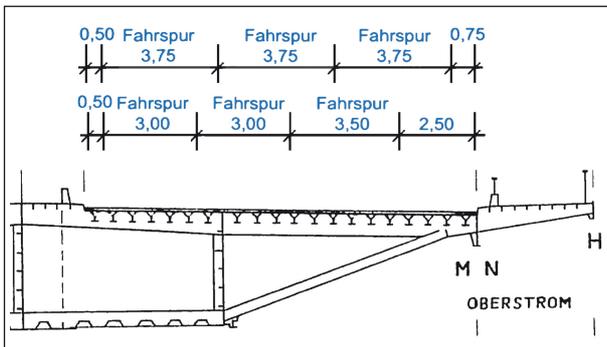


Bild 49: Ansicht und Querschnitt der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp, [U58]

Wirkung wurde bei der ursprünglichen Berechnung nicht berücksichtigt und die dreistreifige Verkehrs-führung führt zu höheren Beanspruchungen als ursprünglich vorgesehen. Weiterhin wird die Rissbildung durch die sprunghafte Querschnittsänderung begünstigt.



**Bild 51:** Instandsetzung des oberen Strebenanschlusses durch Ausrundung, [U58]



**Bild 52:** Einengung der Fahrstreifen bei der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp, [U58] Bild 48

### 3.9.4 Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung

Daher wurde der Querschnittsprung, wie in Bild 51 dargestellt, ausgerundet und kerbarm bearbeitet. Weiterhin wurden zur Entlastung des Kragarms die Fahrbahnbreiten gemäß Bild 52 reduziert.

Nach aktuellem Stand sind teilweise auch nach der Instandsetzung Risse festgestellt worden, allerdings zeigen weiterführende metallurgische Untersuchungen der Bruchflächen, dass die Entstehung dieser Risse auf einen Zeitpunkt vor der Sanierungsmaßnahme datiert werden muss.

In jüngster Zeit wurden auch am unteren Strebenanschluss Schäden festgestellt, die auf unzureichende Materialqualität (Terrassenbruch) zurückzuführen sind.

## 3.10 Weserstrombrücke, Bremen (A 1)

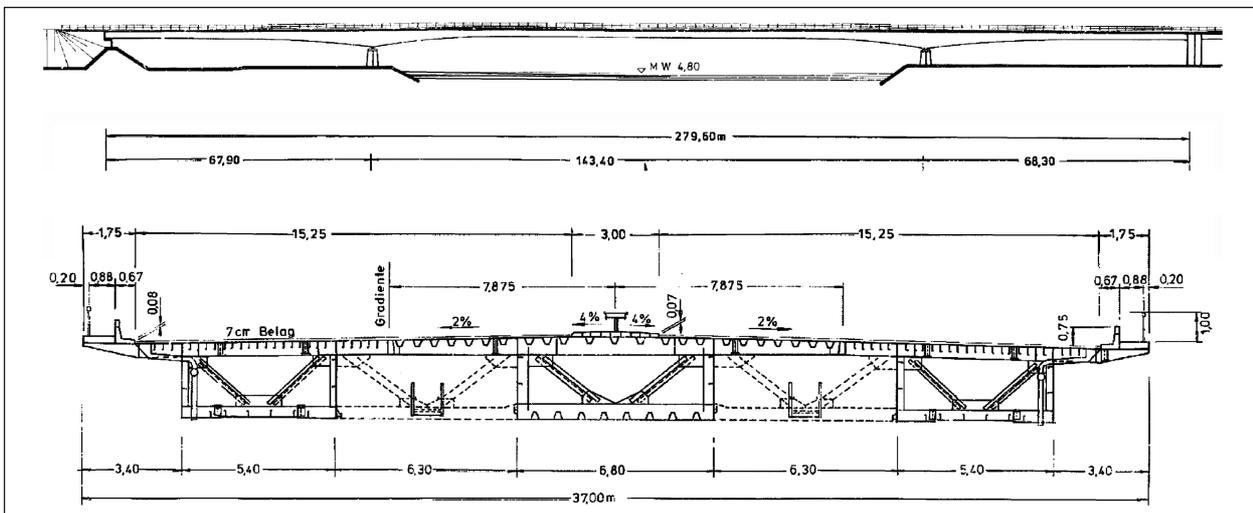
### 3.10.1 Unterlagen

Folgende Unterlagen wurden von dem Amt für Straßen und Verkehr der Freien Hansestadt Bremen zur Verfügung gestellt:

- umfangreiche Schadensdokumentation [U59],
- geprüfte Nachrechnung (2012) [U60],
- Bericht zu Dehnungsmessungen (2014) [U61].

### 3.10.2 Beschreibung der Konstruktion

Die Autobahn A 1 überquert bei Bremen zwischen den Anschlussstellen Bremen Arsten und Bremen



**Bild 53:** Ansicht und Querschnitt der stählernen Strombrücke, aus [U60]

Hemelingen die Weser. Der stählernen, dreifeldrigen Strombrücke mit Spannweiten von 67,9 m, 143,4 m und 68,3 m (Bild 53) schließt sich im Nord-Osten eine Vorlandbrücke aus Spannbeton an.

Zunächst war die Brücke in den Jahren 1962 und 63 mit zwei getrennten Überbauten je Richtungsfahrbahn errichtet worden. Die einzelligen Hohlkästen boten Platz für jeweils zwei Fahrstreifen. Schon im Jahr 1977 wurde durch die wachsenden Verkehrszahlen eine Erweiterung des Bauwerks notwendig. Dazu wurden die getrennten Überbauten durch einen dritten, mittigen Hohlkasten ergänzt, der durch Kopplungsverbände mit den alten Hohlkästen verbunden wurde. Durch die Kopplung der neuen und alten Bauteile entstand der heutige einteilige Überbau mit drei Hohlkastenträgern von insgesamt 37,0 m Breite, Platz für drei Fahrstreifen und einem Seitenstreifen je Richtungsfahrbahn. Durch die spezielle Baureihenfolge und Verstärkungen der Querverbände im Bestand konnte ein Teil der ständigen Lasten aus den alten Hohlkästen auf den neuen Hohlkasten übertragen werden. Über die dazu notwendigen 12 Querverbände zwischen den Hohlkästen wurde eine Querverteilung der Lasten erreicht, sodass eine Art Trägerrost entstand.

Die insgesamt 279,6 m lange Brücke hat in Feldmitte eine Konstruktionshöhe zwischen 2,3 m und 2,5 m. Über den Mittelpfeilern sind die Hauptträger gevoutet. Die Konstruktionshöhe liegt hier zwischen 4,90 und 5,15 m. Der neue Hohlkasten ist mit einer Breite von 6,8 m um 1,4 m breiter als die alten Hohlkästen. Der lichte Abstand zwischen den Hohlkästen beträgt 6,8 m. Der Querträgerabstand liegt zwischen 2,36 m und 2,39 m. Die Längsrippen der orthotropen Fahrbahnplatte und die Beulsteifen der HT-Stege und Bodenbleche bestehen in den alten Hohlkästen aus Flachwulstprofilen. Demgegenüber wurden bei dem neuen Hohlkasten Trapezsteifen verwendet.

Als Material wurde überwiegend St52-3 aber auch RSt37-2 eingesetzt.

Da die Autobahn vielfach nur zur Querung der Weser zwischen den Anschlussstellen Arsten und Hemelingen genutzt wird, hat man die Auf- und Abfahrten über den ursprünglichen Seitenstreifen direkt und permanent miteinander verbunden. Somit wird der Verkehr zwischen den Anschlussstellen durch den Fernverkehr nur noch geringfügig beeinflusst.

### 3.10.3 Festgestellte Schäden

Im Frühjahr 2009 wurden bei einer Bauwerksinspektion an insgesamt 11 Stellen Schweißnaht-risse in den alten Hohlkästen festgestellt. Die Risse lassen sich zu drei Schwerpunkten zusammenfassen. Erstens wurden Risse in den Achsen der Querverbände, ausgehend von der Schweißnaht des Knotenblechs im Anschluss der Diagonalen zur vertikalen Quersteife bzw. zum QT-Untergurt (Bild 54 und Bild 55), festgestellt. Zweitens sind die Querrahmen des Regelquerschnittes betroffen. Hier treten Risse in der Schweißnaht der Rahmenecke der vertikalen Quersteife und des Querträgers auf (Bild 56). Drittens sind Risse am Schweißnahtanschluss der offenen Längsrippen an die Querträger vorhanden.

Im Rahmen der intensivierten Bauwerksprüfungen wurde ein umfangreicher Schadenskatalog erstellt, der bis heute fortgeschrieben wird.

Als Grundlage für die Planung möglicher Instandsetzungsarbeiten wurden eine vollständige Nach-

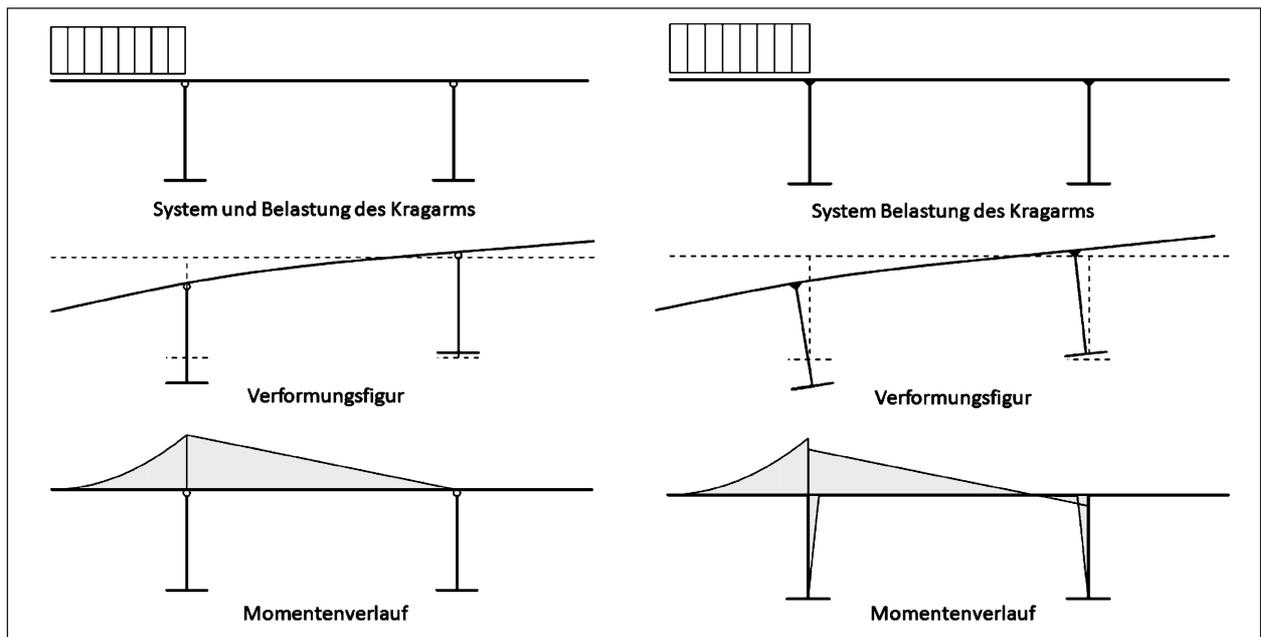


**Bild 54:** Riss in der Quersteife ausgehend von dem Umschweißung des Knotenblechs, aus [U59]

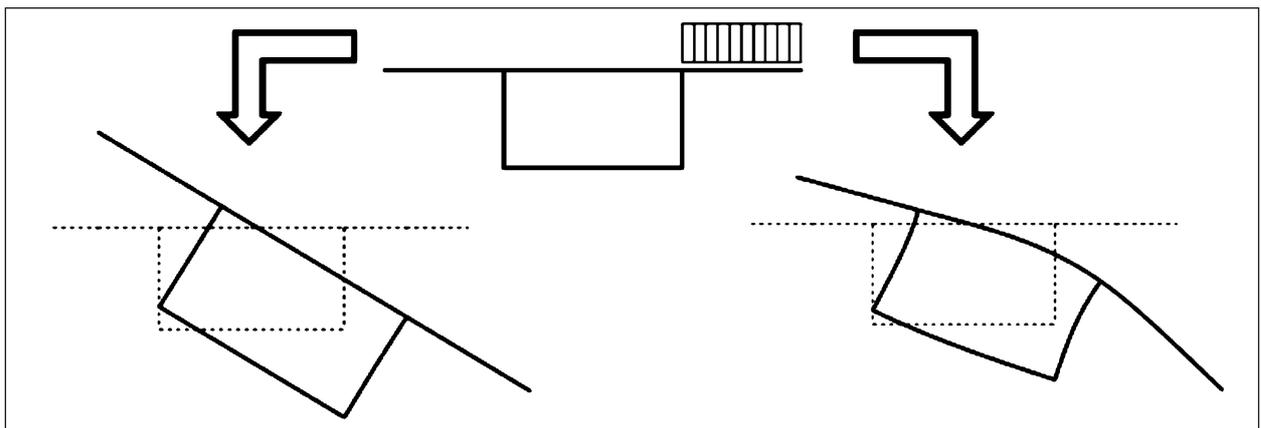


**Bild 55:** Riss in der Schweißnaht zwischen Knotenblech und Querträger-Untergurt, aus [U59]





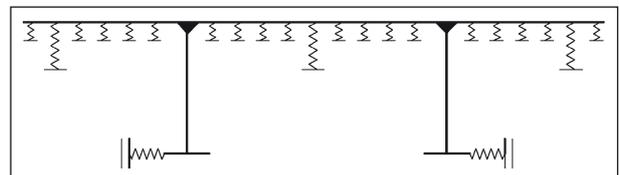
**Bild 58:** Unterschied zwischen gelenkiger Berechnung (links) und biegesteifer Ausführung (rechts)



**Bild 59:** Unterschied zwischen ideal formtreuem Balkenquerschnitt (links) und tatsächlichem Tragverhalten eines verformbaren dünnwandigen Querschnitts (rechts)

negativer Momente und die Beulaussteifung der Steg- und Bodenbleche (Kapitel 2.3 und Bild 58).

Das tatsächliche Tragverhalten ist jedoch durch ein räumliches Zusammenwirken der üblicherweise biegesteif miteinander verbundenen Quer- und Hauptträger gekennzeichnet. Man spricht auch von einer Einspannung der orthotropen Fahrbahnplatte in den Hauptträger. Zusammen mit den Quersteifen und den Untergurten der Hauptträger bilden die Querträger eine Art Rahmentragwerk mit horizontalen Federlagerungen wie es in Bild 60 schematisch dargestellt ist. Zusätzlich haben die orthotrope Fahrbahnplatte und ggf. vorhandene Längsträger je nach Steifigkeit eine gewisse federelastische Wirkung, sodass sich lokale Lasten auf mehrere, benachbarte Querträger verteilen. Die



**Bild 60:** Statisches Ersatzmodell für ein Quersystem

federelastische Wirkung der Längsbeulsteifen des Hauptträgerstegs kann gemäß [15] vernachlässigt werden.

Dieses Ersatzmodell wird ebenso durch vertikale Lasten mit zentrischer oder exzentrischer Stellung belastet, wie durch horizontale Lasten z. B. aus Wind, Zentrifugalkraft bei gekrümmten Brücken oder einem horizontalen Temperaturgradienten.

Diese Lasten, die zu einem wesentlichen Anteil auch ermüdungswirksam sind, wirken auf das rahmenartige Quersystem und erzeugen steifigkeitsabhängig wechselnde Beanspruchungen und Verformungen, die nicht vernachlässigbar sind. Denn durch die Wirkung der Quersysteme werden die vertikalen, horizontalen und torsionsartigen Lastanteile in das Haupttragwerk eingeleitet.

Wie Bild 59 veranschaulicht, verhält sich ein Brückenbauwerk in der Realität im Unterschied zur klassischen Biegetheorie nicht wie ein formtreuer Balken. Auch regelmäßig angeordnete, aussteifende Querverbände ändern an diesem Tragverhalten nichts. Denn sie halten den Querschnitt nur an diskreten Stellen in seiner Form, während sich in den weniger steifen, dazwischenliegenden Bereich die Verformungen fast ungehindert einstellen können. Die korrespondierenden Beanspruchungen können somit auch als Zwangsschnittgrößen bezeichnet werden, die vom Aussteifungsgrad abhängig sind.

Werden die in diesem Kapitel genannten, grundlegenden Mechanismen des Tragverhaltens von Quersystemen bei der Auslegung und konstruktiven Umsetzung nicht ausreichend berücksichtigt, entstehen Überbeanspruchungen und in der Folge Risse.

#### **4.1.2 Konstruktive Durchbildung und Detailausführung**

Unzureichende Detailausführungen im Hinblick auf einen ungestörten Kraftfluss (strukturelle Kerben) und mangelhafte Ausführungsqualität geschweißter Verbindungen (metallurgische Kerben) sind Schwachstellen und Ausgangspunkt für viele Ermüdungsrisse. Da in den sechziger Jahren der Materialermüdung im Brückenbau noch keine große Bedeutung zugeschrieben wurde, gibt es viele Brücken aus dieser Zeit, die Ermüdungsrisse aufweisen. Aber auch neuere Bauwerke sind ggf. nicht vollständig ermüdungsgerecht konstruiert und gefertigt.

Außerdem wird durch die Schadensanalyse deutlich, welche Bedeutung Schweißspannungen für die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks haben. Eine ungenügende Planung bei der Reihenfolge des Zusammenbaus einzelner Konstruktionsteile und eine ungünstige Auswahl schweißtechnischer Parameter können ebenfalls ursächlich für Ermüdungsschäden auch in Quersystemen sein.

#### **4.1.3 Materialqualität**

In den 1960er Jahren gab es eine große Nachfrage für Halbzeuge aus Stahl, sodass die Qualität weniger bedeutsam war als der Preis und die Lieferzeiten. Somit ist nicht auszuschließen, dass Material eingesetzt wurde, welches den heutigen Anforderungen für dynamisch belastete Konstruktionen nicht genügt. Mangelhafte Eigenschaften hinsichtlich Schweißbarkeit, Sprödbrech- und Terrassenbruchgefahr sind in diesem Zusammenhang zu nennen. Entsprechende Eigenschaften können eine Rissbildung begünstigen oder sogar verursachen. In letzterem Fall treten die Schäden nicht notwendigerweise an den Stellen höchster Beanspruchung auf.

#### **4.1.4 Überbeanspruchungen**

Beim Entwurf einer Brücke müssen Vorhersagen über die Art und Größe der zu erwartenden Lasten innerhalb der geplanten Nutzungsdauer getroffen werden. Insbesondere hinsichtlich der ermüdungswirksamen Lasten ist solch eine Prognose äußerst schwierig, wenn man bedenkt, dass dabei im Bauwesen üblicherweise ein Nutzungszeitraum von 100 Jahren betrachtet werden muss. Übersteigen die Lasten unter den tatsächlichen Betriebsbedingungen die Lastannahmen aus der Planungsphase in Art und Größe, ist eine reduzierte Nutzungsdauer die Folge.

Diese Ungewissheit auf der Lastseite spielt jedoch im Allgemeinen bei der Dimensionierung keine Rolle. Viel mehr stehen während eines Planungsprozesses zumeist wirtschaftliche Aspekte im Vordergrund. Gerade in den sechziger und siebziger Jahren des zwanzigsten Jahrhunderts wurde bei der Planung großer Stahlbrücken auf eine hohe Ausnutzung des eingesetzten Materials geachtet. Dadurch sind äußerst schlanke Konstruktionen mit wenigen oder sogar keinen Tragreserven entstanden. Hingegen machten die Verkehrsentwicklungen der letzten Jahrzehnte Umnutzungen und Erweiterungen bestehender Brückenbauwerke erforderlich, wodurch vorhandene Tragreserven aufgebraucht wurden.

#### **4.1.5 Zusammenfassung der wesentlichen Ursachen für Kategorie-3-Schäden**

Nachfolgend sind zur bessern Übersicht nochmals die zuvor ausführlich beschriebenen allgemeinen Schadensursachen kurz, stichpunktartig zusammengefasst:

- falsche Annahmen bei der Modellbildung der Quersysteme (gelenkig vs. biegesteif),
  - fehlende Nachweisführung der Quersysteme (Wahl der Bauteile ohne rechnerischen Nachweis),
  - unstetige Querschnittsänderungen (strukturelle Kerben),
  - unzureichende Schweißnahtqualität (metallurgische Kerben),
  - ungünstige Reihenfolge des Zusammenbaus einzelner Bauteile (Schweißeigenspannungen),
  - unzureichende Materialqualität,
  - sehr schlanke, nicht redundante Auslegung von Tragwerken,
  - Überbeanspruchungen durch Umnutzung,
  - Überbeanspruchungen durch steigende Verkehrslastzahlen.
- Detailpunkte mit Knotenblechen für Querverbände,
  - Strebenanschlüsse.

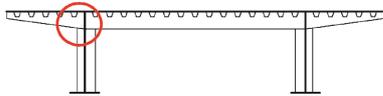
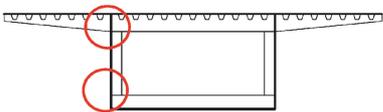
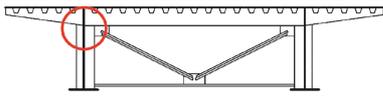
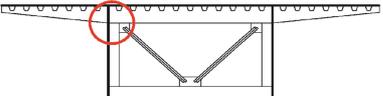
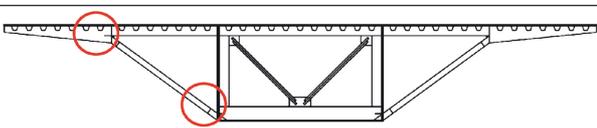
Dabei ist festzuhalten, dass Anschlüsse horizontaler Verbandsstäbe oder Knotenpunkte der Verbände an Bodenblechsteifen nicht betroffen waren. Somit kann je nach Art des Hauptträgerquerschnitts und des Quersystems die in Tabelle 4 vorgeschlagene Schadenstypisierung vorgenommen werden. Es ergibt sich die Zuordnung aus Tabelle 6 für die Brücken aus Kapitel 3. Es ist zu beachten, dass die Schäden bei der Haseltalbrücke und bei der Hochstraße A mitunter auch Querachsen betrafen, die durch Querverbände ausgesteift waren. Jedoch erfolgt in Tabelle 6 keine Einteilung in die entsprechende Kategorie II, da die Knotenbleche nicht Bestandteil der geschädigten Detailpunkte waren.

Die allgemeinen Schadenstypen aus Tabelle 4 werden mit den Darstellungen der zugehörigen prinzipiellen Detailpunkte aus Tabelle 5 konkretisiert. Es sind die Bereiche markiert, in denen Ermüdungsrisse typischerweise auftreten. Die Darstellungen sind jedoch nicht umfassend, denn es können unterschiedliche Querschnittsformen der Quersteifen (gewalzte oder geschweißt) und deren Kombinationen auftreten. Ebenso sind die Anschlüsse vielfältig (geschweißt, geschraubt, mit oder ohne Ausnehmungen usw.). Weiterhin ist eine Zuordnung der Schadenstypen und der wesentlichen Ursachen für Kategorie-3-Schäden gegeben. Schadensursachen, die in Kapitel 4.1 genannt, jedoch nicht in der Tabelle 5 zugeordnet werden, sind nicht spezifisch

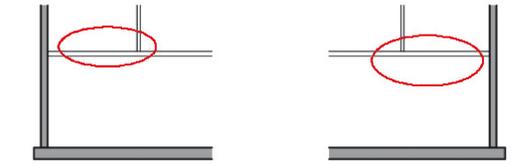
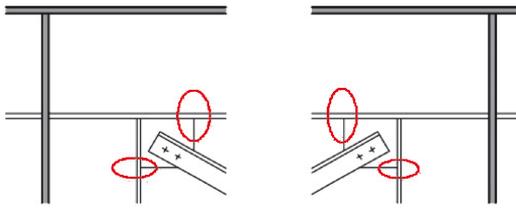
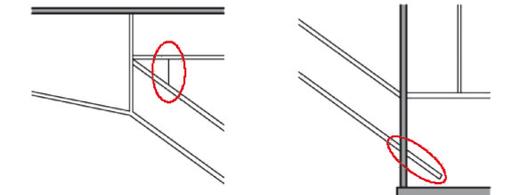
## 4.2 Schadenstypisierung

Nach der Sichtung der zusammengetragenen Unterlagen lässt sich feststellen, dass Ermüdungsschäden im Wesentlichen die Bereiche der Anschlüsse und Knotenpunkte betreffen. Drei kritische Stellen können auf der Grundlage der Schadensanalysen aus Kapitel 3 mit Blick auf die charakteristischen Konstruktionsdetails unterschieden werden:

- Rahmenecken der Quersysteme ohne Querverbände,

Typ Ia	offener Querschnitt, Rahmenecke, (QT an QS), kein Querverbandsanschluss	
Typ Ib	Hohlkasten, Rahmenecke (QT an QS oder BS an QS) kein Querverbandsanschluss	
Typ IIa	offener Querschnitt, Anschluss QT an QS, mit Querverbandsanschluss	
Typ IIb	Hohlkasten, Anschluss QT an QS, mit Querverbandsanschluss	
Typ III	Hohlkasten, Anschlüsse der außenliegenden Streben	

Tab. 4: Allgemeine Typisierung von Kategorie-3-Schäden

Schadenstyp	Allgemeine Schadensskizzen	Ursachen
Typ Ia Und Typ Ib		<ul style="list-style-type: none"> <li>falsche Modellbildung (Anschluss als gelenkig angenommen)</li> <li>fehlende Nachweisführung (nur konstruktive Ausbildung)</li> <li>fehlende Lastenleitungssteifen</li> <li>Kehlnähte statt Stumpfnähte</li> <li>unstetige Änderung der Querschnitte</li> </ul>
Typ Ib		
Typ IIa Und Typ IIb		<ul style="list-style-type: none"> <li>falsche Modellbildung</li> <li>fehlende Nachweisführung</li> <li>unstetige Änderung der Querschnitte</li> </ul>
Typ III		<ul style="list-style-type: none"> <li>fehlende Nachweisführung (Ermüdung)</li> <li>unstetige Änderung der Querschnitte</li> <li>Schweißspannungen durch ungünstige Reihenfolge des Zusammenbaus</li> </ul>

Tab. 5: Allgemeine Schadensskizzen und Zuordnung der Ursachen

Haseltalbrücke (A 3)	Ia
Donaubrücke Sinzing (A 3)	Ia, IIa
Autobahnbrücke bei Durlach (A 5)	Ia, IIa
Dehmseebrücke (A 12)	Ia
Sinntalbrücke (A 7)	Ia
Ruhrthalbrücke Mintard (A 52)	Ib, III
Hochstraße A, Leverkusen (A 1)	Ib
Rheinbrücke Leverkusen (A 1)	IIb, III
Rheinbrücke Duisburg Neuenkamp (A 40)	III
Weserstrombrücke (A 1)	IIb

Tab. 6: Einteilung der Schäden aus Kapitel 3 in die Schadenstypen der Tabelle 4

für den jeweiligen Schadenstyp oder das betreffende Detail, können aber trotzdem relevant sein und die Schadensbildung begünstigen. Durch einen einfachen Vergleich der Angaben aus der Tabelle 4 und Tabelle 5 mit den im geschädigten Bauwerk konkret vorgefundenen Verhältnissen und Rissbildern ist eine Einordnung der Schäden und eine Zuordnung allgemein typischer Ursachen möglich. Die weitere Arbeit kann auf die tiefergehende Untersuchung dieser Ursachen fokussieren.

## 5 Instandsetzungs- und Ertüchtigungsvarianten

### 5.1 Begriffe

Im Rahmen der Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung werden folgende Begrifflichkeiten unterschieden und im Folgenden verwendet:

- Eine Ertüchtigung ist eine Maßnahme, mit der die Tragfähigkeit gesteigert werden kann.
- Eine Instandsetzung hingegen ist eine Maßnahme zum Erhalt und ohne nennenswerte Steigerung der Tragfähigkeit.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass in diesem Bericht Instandsetzungsmaßnahmen nicht nur die Arbeiten bezeichnen, die zur Reparatur von Rissen im Stahlbau zwingend notwendig sind. Vielmehr sind damit alle Maßnahmen gemeint, die ein erneutes Auftreten der Schäden verhindern sollen und den detektierten Schadensursachen entgegenwirken, sodass die Bauwerkserhaltung garantiert werden kann.

Inwiefern die dargestellten Instandsetzungsmaßnahmen – auch in Kombination – für eine Ertüchtigung des jeweiligen Brückenbauwerks (mit einer ausgewiesenen Tragfähigkeitserhöhung für das Tragwerk) herangezogen werden können, ist im Einzelfall detailliert zu prüfen. Dies ist jedoch nicht Gegenstand der Ausführungen in diesem Bericht.

## 5.2 Allgemeine Ansätze

Grundsätzlich können mögliche Instandsetzungsmaßnahmen bei Kategorie-3-Schäden unterteilt werden in solche, die auf der Seite der Beanspruchungen wirken und solche, die Einfluss auf die Beanspruchbarkeiten nehmen.

Auf der Einwirkungsseite gibt es zwar nur eingeschränkt Möglichkeiten, jedoch sind diese im Rahmen von Sofortmaßnahmen und im Hinblick auf stark ausgelastete Konstruktionen ohne Tragreserven von großer Bedeutung. Dazu zählen verkehrsleitende Maßnahmen wie Lastbeschränkungen, Abstandsgebote, Geschwindigkeitsreduzierungen und Verlegung der Fahrstreifen.

Bei den Ansätzen, die auf der Widerstandsseite wirken, gibt es einen grundlegenden Unterschied, der die verschiedenen Maßnahmen aus Kapitel 3 in zwei Gruppen unterteilt. Einerseits sind die Maßnahmen zu nennen, bei denen sich die Verteilung der Steifigkeiten im Tragwerk ändert und dadurch Bean-

spruchungen reduzieren lassen. Andererseits sind die Maßnahmen zu nennen, bei denen sich für die Steifigkeitsverhältnisse im Bauwerk keine Änderungen ergeben. Letztere lassen sich nochmals unterteilen in Maßnahmen, die Anschlüsse lokal verstärken und Maßnahmen mit denen eine Reduzierung der Kerbwirkung erzielt werden kann. In Tabelle 7 ist eine Übersicht zu diesen wesentlichen Unterscheidungen gegeben.

Weil bei Schadensfällen zumeist mehrere Ursachen zusammenkommen, wird bei der Planung und Durchführung von Instandsetzungsmaßnahmen abhängig vom Einzelfall immer eine Kombination der genannten Ansätze die optimale Lösung darstellen.

## 5.3 Ansätze für die numerischen Untersuchungen

Wegen der großen Vielfalt möglicher Brückenkonstruktionen, der zahlreichen Besonderheiten im Einzelfall und der großen Variationsbreite konstruktiver Detailausbildungen, ist eine umfassende und erschöpfende Untersuchung aller genannten Ansätze in allgemeiner Form nicht möglich. Daher werden für die folgenden numerischen Untersuchungen nur folgende Ansätze betrachtet, die in den folgenden Abschnitten genauer beschrieben werden:

- Variante 1: Verlegung der Fahrstreifen ,
- Variante 2: Zusätzliche Querverbände,
- Variante 3: Rahmenaussteifungen,
- Variante 4: Eckverstärkungen,
- Variante 5: Lastverteilender Fachwerkträger,
- Variante 6: Gelenkausbildung.

Weiterführende Untersuchungen zu lokalen Verstärkungen (mit Ausnahme der Variante 4) werden im Rahmen dieses Forschungsberichts nicht ange stellt. Ebenso sind konkrete Maßnahmen zur Reduzierung von Kerbwirkungen stark abhängig von den jeweiligen Details, sodass hierzu lediglich auf die Literatur zum Thema ermüdungsgerechtes Konstruieren verwiesen werden kann.

### 5.3.1 Variante 1: Verlegung der Fahrstreifen

Mit Blick auf die hohen Auslastungen bestehender Brückenbauwerke wie z. B. bei der Rheinbrücke Leverkusen, sind nicht immer Tragreserven vorhan-

Einwirkungsseite	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fahrstreifenverlegung</li> <li>• Abstandsgebote</li> <li>• Lastbeschränkungen</li> <li>• Tempolimits</li> <li>• Überholverbote</li> </ul>					
Widerstandsseite	Steifigkeitsverhältnisse	<table border="1"> <tr> <td style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Veränderung</td> <td> <ul style="list-style-type: none"> <li>• zusätzliche Verbände</li> <li>• Rahmenaussteifung lastverteilende FW-Längsträger</li> <li>• konstruktive Ausbildung rechnerischer Gelenke</li> </ul> </td> </tr> <tr> <td style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Beibehaltung</td> <td> <p><b>Lokale Verstärkungen:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Eckverstärkungen</li> <li>• zusätzliche Bleche</li> <li>• zusätzliche Schrauben</li> </ul> <p><b>Reduzierung der Kerbwirkung:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Verbesserung des Kräftefluss</li> <li>• Verbesserung der Schweißdetails und Schweißnahtqualität</li> <li>• Reduzierung von Schweißeigen- spannungen</li> </ul> </td> </tr> </table>	Veränderung	<ul style="list-style-type: none"> <li>• zusätzliche Verbände</li> <li>• Rahmenaussteifung lastverteilende FW-Längsträger</li> <li>• konstruktive Ausbildung rechnerischer Gelenke</li> </ul>	Beibehaltung	<p><b>Lokale Verstärkungen:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Eckverstärkungen</li> <li>• zusätzliche Bleche</li> <li>• zusätzliche Schrauben</li> </ul> <p><b>Reduzierung der Kerbwirkung:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Verbesserung des Kräftefluss</li> <li>• Verbesserung der Schweißdetails und Schweißnahtqualität</li> <li>• Reduzierung von Schweißeigen- spannungen</li> </ul>
	Veränderung	<ul style="list-style-type: none"> <li>• zusätzliche Verbände</li> <li>• Rahmenaussteifung lastverteilende FW-Längsträger</li> <li>• konstruktive Ausbildung rechnerischer Gelenke</li> </ul>				
Beibehaltung	<p><b>Lokale Verstärkungen:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Eckverstärkungen</li> <li>• zusätzliche Bleche</li> <li>• zusätzliche Schrauben</li> </ul> <p><b>Reduzierung der Kerbwirkung:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Verbesserung des Kräftefluss</li> <li>• Verbesserung der Schweißdetails und Schweißnahtqualität</li> <li>• Reduzierung von Schweißeigen- spannungen</li> </ul>					

Tab. 7: Differenzierung allgemeiner Ansätze zur Instandsetzung von Kategorie-3-Schäden

den. Daher sind Verstärkungen, die zusätzliches Eigengewicht erfordern, nicht immer möglich. Eine Lösung kann darin bestehen, hoch beanspruchte Bauteile zu entlasten. So eine Entlastung kann z. B. durch eine Reduzierung der Fahrstreifenbreiten und einer Verlegung der Fahrstreifen erreicht werden (Kapitel 3.8 und 3.9).

Vorteilhaft ist die schnelle Umsetzbarkeit.

Für die folgenden numerischen Berechnungen stellt sich also die Frage, welche Anordnungen der Fahrstreifen auf den unterschiedlichen Querschnitten die kleinsten Beanspruchungen hervorrufen.

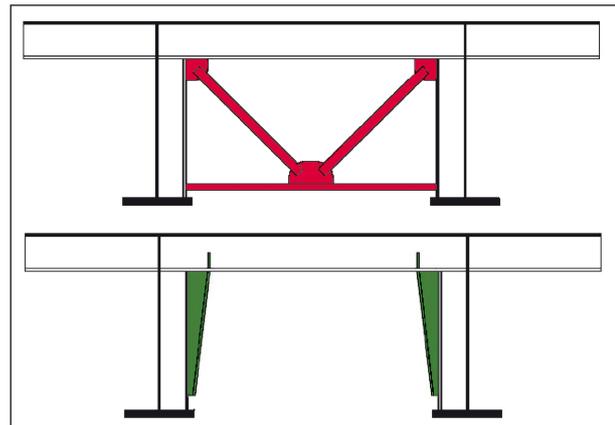
### 5.3.2 Variante 2: Zusätzliche Querverbände

Die Annahme eines formtreuen Querschnitts ist Ausgangspunkt für diesen Ansatz. Um dieser Annahme bei der Berechnung von Balkenbrücken zu entsprechen, werden zum Formerhalt Querverbände in regelmäßigen Abständen angeordnet. Dabei gilt, dass die ungewollten Verformungen kleiner werden, wenn der Abstand aussteifender Querverbände ebenfalls kleiner wird. Ist der Abstand unregelmäßig oder in einigen Bereichen relativ groß, ist es naheliegend, zusätzliche Querverbände einzubauen, wie z. B. bei der Hochstraße A in Leverkusen geschehen (Kapitel 3.7.3).

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen ist also zu klären, wie sich die kritischen Beanspruchungen verändern, wenn der Abstand der Querverbände variiert wird. Weiterhin ist im Rahmen allgemeiner Betrachtungen von Interesse, wie sich das Eigengewicht durch zusätzliche Verbände verändern kann.

### 5.3.3 Variante 3: Rahmenaussteifungen

Im Gegensatz zur Variante 2 wird bei dieser Variante, in Anlehnung an die Sinntalbrücke, die als positives Referenzbauwerk angesehen werden kann (siehe Kapitel 3.5 und Kapitel 7.3), vollständig auf aussteifende und formerhaltende Querverbände verzichtet (vgl. auch SPRINGER [15], Seite 134). Ausnahmen bilden nur die Lagerachsen, in denen zur Lasteinleitung in die Unterbauten nicht auf Verbände oder Schotte verzichtet werden kann. Hingegen soll in den übrigen Querträgerachsen die Rahmenwirkung zur Stabilisierung und Aussteifung des Brückenquerschnitts herangezogen werden. Dahinter steckt der Gedanke Zwangsbeanspruchungen abzubauen, indem große Steifigkeitssprünge im System



**Bild 61:** Schematische Darstellung der Variante 3; oben: ursprünglicher Querschnitt mit Verbänden in Rot, die entfernt werden; unten: sanierter Querschnitt mit neuen, verstärkenden Bauteilen in Grün

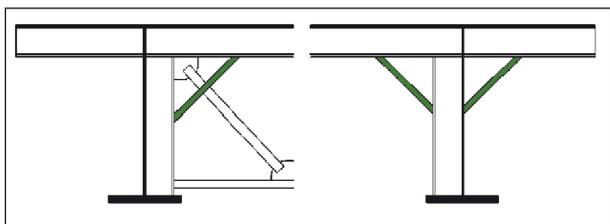
der Queraussteifungen vermieden werden und Verformungen des Querschnitts, die nicht verhindert werden können, durch ein System mit weniger Steifigkeit zugelassen werden. Abhängig von den vorhandenen Steifigkeitsverhältnissen im Bauwerk vor einer Instandsetzung müssen die Quersteifen (Rahmenstiele) ggf. verstärkt werden. Das beschriebene Prinzip ist in Bild 61 schematisch skizziert.

Durch das Entfernen alter Querverbände wird das Eigengewicht je nach Aussteifungsgrad reduziert. Dadurch entstehen Tragreserven, die für das Gewicht notwendiger, verstärkender Bauteile eingesetzt werden können. Durch optimierte Auslegung der neuen Bauteile können die Ab- und Zunahme des Eigengewichts ggf. in Einklang gebracht werden.

Außerdem werden so die kritischen Detailpunkte aus dem System entfernt und es besteht die Möglichkeit die neuen Anschlüsse der verstärkenden Bauteile nach heutigem Standard ermüdungssicher auszulegen. Kerbfallklassen kleiner 71, können auf diese Weise vermieden werden.

Da es für diese Variante noch keine ausgeführte Referenz gibt, sind im Rahmen der folgenden, numerischen Untersuchungen zahlreiche Fragen zu klären:

- Wie groß sind zusätzliche Verformungen des Querschnitts?
- Wie groß sind zusätzliche Beanspruchungen?
- Finden Umlagerungen von Schnittgrößen statt?
- Welche Rahmensteifigkeit ist für die Knickstabilität des Hauptträger-Untergurts bei offenen Querschnitten erforderlich?



**Bild 62:** Schematische Vereinfachung der Instandsetzung der Donaubrücke Sinzing aus Kapitel 3.2.4

#### 5.3.4 Variante 4: Eckverstärkungen

Grundlage für diese Variante ist der Schadensfall und die zugehörige Instandsetzung an der Donaubrücke Sinzing (Kapitel 3.2).

Eine wesentliche Ursache war die Unterdimensionierung der Detailpunkte in den verschiedenen Quersystemen, wegen fehlender rechnerischer Nachweisführung. Das Bestreben, zusätzliches Eigengewicht bei einer Instandsetzung klein zu halten und einen umfassenden Eingriff in das Tragwerk zu vermeiden, führte dann zu einem reinen Verstärkungsansatz, bei dem die geschädigten Detailpunkte für die tatsächlichen Lasten ertüchtigt wurden. Eine aufwendige Neuberechnung der gesamten Brücke war somit nicht erforderlich.

Für eine allgemeine Betrachtung werden die konkreten Detailverstärkungen der ausgeführten Instandsetzung aus Kapitel 3.2.4, wie in Bild 62 dargestellt, vereinfacht.

Das grundlegende Prinzip beruht dabei auf einer Vergrößerung des inneren Hebelarms, vergleichbar mit der Konstruktionsweise biegesteifer Rahmenecken im Holzbau (auch Kopfband genannt).

In diesem Zusammenhang stellt sich insbesondere die Frage, bei welchen Dimensionen und Steifigkeiten nicht mehr von einer lokalen Verstärkung gesprochen werden kann, sondern ein Eingriff in das globale System vorliegt, bei dem bedeutende Umlagerungen stattfinden.

#### 5.3.5 Variante 5: Lastverteiler Fachwerkträgler

Lastverteilende Längsträger sind bei zahlreichen Brücken ohnehin vorhanden, um bessere Mitwirkung benachbarter Querträger beim Lastabtrag lokaler Lasten zu erzielen.

Am Beispiel der Haseltalbrücke zeigt sich, dass dadurch nicht nur Beanspruchungen im Quersystem

reduziert werden können. Gleichzeitig besteht die Möglichkeit die Tragfähigkeit der gesamten Brücke zu steigern, da die neuen Bauteile auch für das Haupttragwerk aktiviert werden können, was angesichts der hoher Auslastungen bestehender Brückenbauwerke zu einer interessanten Variante für eine Ertüchtigung führt.

Vielversprechend ist diese Variante sicherlich insbesondere bei großen Hauptträgerabständen.

Von Bedeutung für die Bewertung dieser Maßnahme ist einerseits die Wirksamkeit zur Instandsetzung von Kategorie-3-Schäden, darüber hinaus aber auch die Ertüchtigung der Brücke durch mögliche Tragfähigkeitssteigerung für das Haupttragssystem.

#### 5.3.6 Variante 6: Gelenkausbildung

Häufig ist die Diskrepanz zwischen der statischen Berechnung und der tatsächlichen, konstruktiven Ausführung ursächlich für Kategorie-3-Schäden. Dem kann nicht nur durch Verstärkung, wie z. B. bei Variante 4, entgegen gewirkt werden, sondern auch durch gezielte und lokale Reduzierung von Steifigkeit, sodass die Ausführung in Übereinstimmung mit der Berechnung gebracht wird. Als Beispiel ist die Ruhrtalbrücke Mintard zu nennen (Kapitel 3.6.4).

Möglich ist diese Variante bei Hohlkastenquerschnitten, da die seitliche Stabilität über die Wirkung der Quersteifen und Bodenblechsteifen als Zweigelenkrahmen stets gewährleistet ist.

Vorteilhaft ist, dass kein zusätzlicher Materialaufwand besteht und u. U. keine Neuberechnung der Konstruktion erforderlich ist.

Es stellt sich die Frage, wie die Beanspruchungen der Rahmenecke zwischen Quersteife und Bodenblechsteife durch die Maßnahme beeinflusst werden und ob die vorhandenen Tragfähigkeiten und Ermüdungssicherheiten an dieser Stelle ausreichend sind. Außerdem überträgt auch ein reduzierter Querschnitt ein Biegemoment, das Ermüdungsrisse hervorrufen kann. Daher ist zu untersuchen, wann die Ausbildung eines ermüdungssicheren Gelenks möglich ist und welche Konfigurationen dafür ungeeignet sind.

Auch bei offenen Brückensystemen, die in einem engen Raster durch Verbände ausgesteift sind, ist diese Variante denkbar.

## 6 Numerisches Modell

### 6.1 Modellbildung

Das Hauptaugenmerk bei der numerischen Modellierung liegt auf dem dreidimensionalen Tragverhalten eines verformbaren, dünnwandigen Querschnitts in Abhängigkeit verschiedenartiger Quersysteme. Wesentliche Einflüsse auf das Tragverhalten von Quersystemen und kritische Konfigurationen sollen mit dem System identifizierbar sein und die Wirksamkeit unterschiedlicher Instandsetzungsmaßnahmen sollen in allgemeiner Form untersucht werden können. Dazu wird die numerische Abbildung aller Hauptbauteile als vollständiges Gesamtmodell angestrebt. Wegen der Größe der entstehenden Modelle ist es zweckmäßig gewisse Abstraktionen vorzunehmen.

Stahlbaukonstruktionen sind in aller Regel dünnwandig, sodass vorzugsweise flächenartige Schalenelemente eingesetzt werden, mit denen Bleche realitätsnah abgebildet werden können. Hingegen ist eine detaillierte Modellierung von Beulsteifen und Längsrippen für den hier vorgesehenen Zweck nicht zielführend. Denn diese Bauteile sind in ihrer Wirkung lokal begrenzt und gleichzeitig in hoher Anzahl vorhanden. Lokale Effekte zwischen den Rippen und innerhalb der Rippenquerschnitte sind jedoch für die Betrachtungen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens unerheblich. Hingegen sind die globalen Effekte auf das Haupttragsystem und das unterschiedliche Tragverhalten versteifter Bleche bezüglich der Haupttrichtungen nicht vernachlässigbar. Diese Effekte werden durch eine Modellierung der Längsbeulsteifen und Längsrippen der orthotropen Fahrbahnplatte mit einfachen Balkenelementen sinnvoll umgesetzt. Dabei werden die Balkenelemente unter Vernachlässigung der äußeren Querschnittsform und der Schwerpunktverschiebung in die Ebene der Belche gelegt. Das Bild 63 veranschaulicht das Prinzip beispielhaft.

Dem Ersatzstab werden programmtechnisch die Querschnittswerte zugewiesen, welche im Zusammenwirken des Ersatzstabs mit den Schalenelementen äquivalente Steifigkeiten im Vergleich zum tatsächlichen Querschnitt ergeben.

Durch eine Modellierung von Gurten mit Schalenelementen, können Schubverzerrungen und die daraus resultierenden, nicht linearen Normalspannungsverläufe im Modell berücksichtigt werden. Allerdings ist dafür ein ausreichend feines Netz

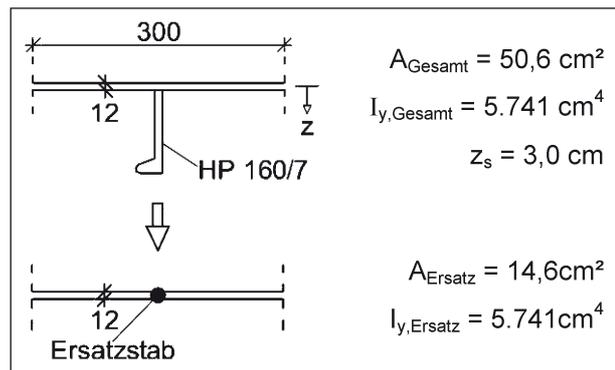


Bild 63: Modellierung von Längssteifen und -rippen

<p>Schalenelemente</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Deckblech der Fahrbahn</li> <li>• Stegbleche der Hauptträger, Querträger, Quersteifen und Bodenblechsteifen (für Hohlkastenquerschnitte)</li> <li>• Knotenbleche</li> </ul>
<p>Balkenelemente</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Untergurte der Hauptträger, Querträger, Quersteifen und der Bodenblechsteifen (für Hohlkastenquerschnitte)</li> <li>• Längssteifen der Fahrbahnplatte</li> <li>• Längsbeulsteifen der HT-Stege und der Bodenbleche bei Hohlkastenquerschnitten</li> <li>• Verbandsstäbe</li> </ul>

Tab. 8: Art der Modellierung einzelner Bauteile

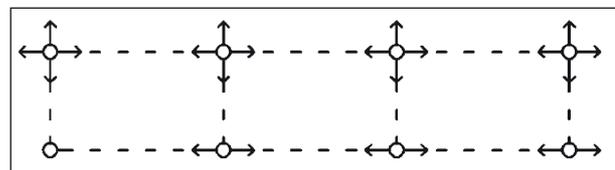
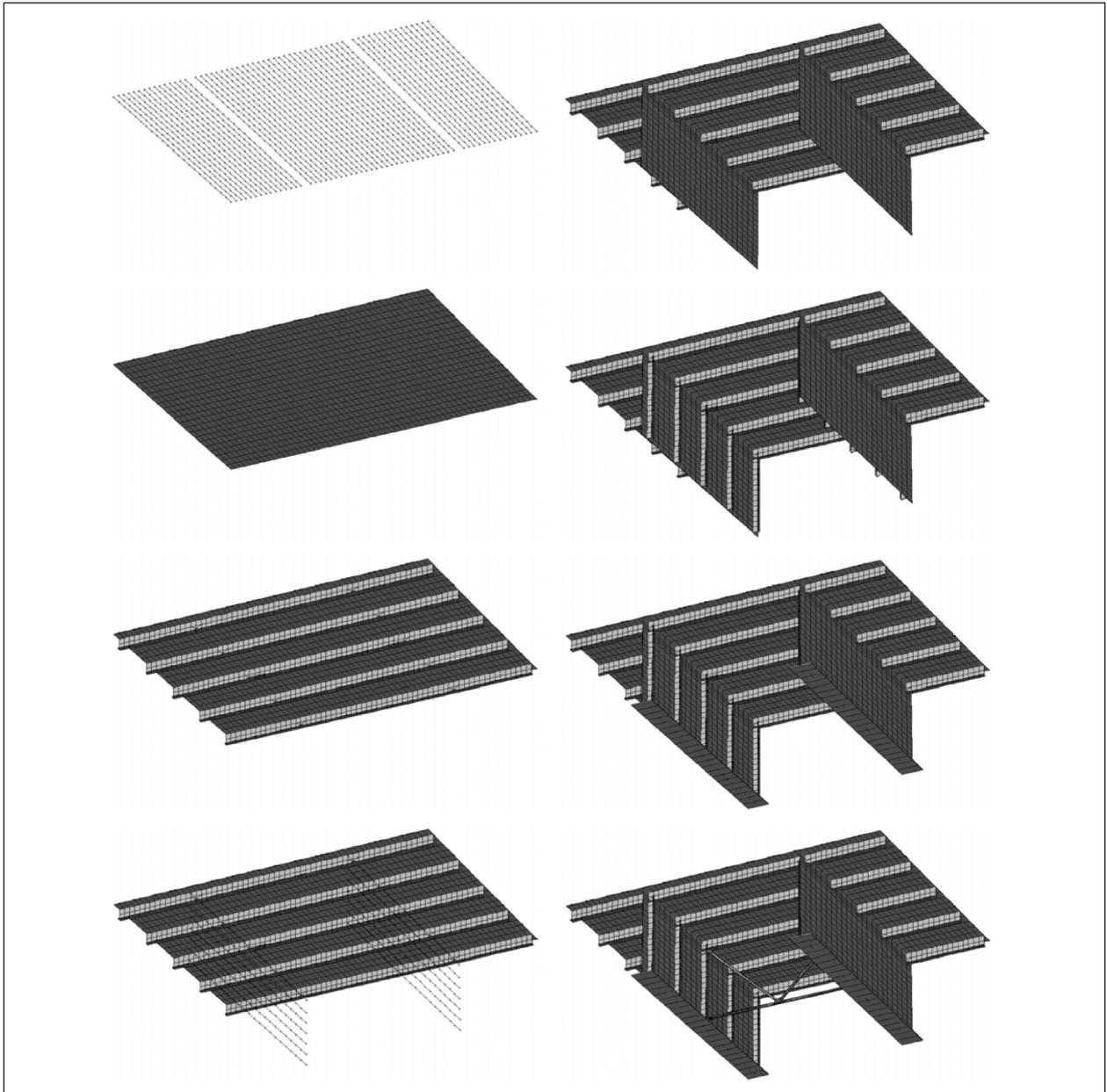


Bild 64: Lagerschema des numerischen Modells

über die Gurtbreite erforderlich. Jedoch sind die Schubverzerrungen bei schmalen Gurten vernachlässigbar, sodass auch hier Balkenelemente mit konstanten Spannungsverläufen ausreichende Genauigkeit liefern. Daher werden die Untergurte der Hauptträger, Querträger und Quersteifen durch rechteckförmige Balkenquerschnitte modelliert (Tabelle 8). Weiterhin können die Querverbände mit ausreichender Genauigkeit durch Balkenelemente erfasst werden. Dabei werden die Knotenbleche mit grobem Netz mittels Schalenelementen modelliert. Die Lagerung des System erfolgt durch diskrete Knotenlager entsprechend dem Lagerschema aus Bild 64.

Für Hohlkastenquerschnitte gelten die Prinzipien der hier beschriebenen Modellbildung in gleicher Art und Weise.



**Bild 65:** Visualisierung der Modellstruktur anhand eines exemplarischen Modellausschnitts in perspektivischer Untersicht

Eine visuelle Aufbereitung, die den Aufbau des numerischen Modells eines offenen Querschnitts darstellt, ist in Bild 65 als perspektivische Untersicht abgedruckt. Es ist zu erkennen, dass die Stege der Querträger und Quersteifen mit nur wenigen Elementen über die statische Höhe generiert werden. Da die Ansatzfunktionen linear sind, ist die Genauigkeit ausreichend.

Als Software kommt das Programmpaket InfoCAD in der Version 13.0 der Fa. InfoGraph GmbH aus Aachen zur Anwendung.

## 6.2 Verifikation des FE-Modells

### 6.2.1 Referenz

Vor dem Hintergrund der gutachterlichen Tätigkeit von Prof. NATHER bei den Schadensfällen, die in den Kapiteln 3.1 und 3.2 beschrieben sind, entwickelte SPRINGER in seiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Universität München ein Rechenmodell zur räumlichen Tragwerksanalyse entsprechender Brückenkonstruktionen. Die Ergebnisse sind in seiner Dissertation [15] zusammengefasst. Darin untersucht er mit diesem Berechnungsmodell u. a. durch Parameterstudien die Einflussfaktoren, die für die Querschnittsverfor-

mungen stählerner Straßenbrücken von Bedeutung sind.

Grundlage ist das statische System eines Dreifeldträgers, belastet durch einen SLW 60 bei mittiger oder ausmittiger Laststellung (Bild 66). Es werden ein offener Querschnitt, ein Hohlkastenquerschnitt und ein Trägerrostquerschnitt mit Stahlbetonfahrbahnplatte untersucht.

Über eine Auswertung zahlreicher, ausgeführter Beispielbauwerke wird ein baupraktischer Bereich für die verschiedenen Steifigkeitsparameter gemäß Kapitel 2.4 aufgestellt. Daran orientiert werden die untersuchten Querschnitte festgelegt, allerdings ohne Angabe konkreter Abmessungen der einzelnen Bauteile, wie ein Blick auf Tabelle 9 verrät. Eine Variation findet über die Parameter  $\kappa_5$  und  $\kappa_6$  statt. Es werden also unter Festhaltung des jeweils anderen Parameters die Steifigkeit der Querrahmen und der Grad der Queraussteifung variiert. Die Auswertung der berechneten Schnittgrößen, Spannungen und Verformungen an den Stellen a bis f gemäß Bild 66 wird grafisch in Form von Diagrammen ausgegeben und dann interpretiert. Diese Werte dienen im nächsten Kapitel als Referenz zur Verifikation des FE-Modells, das Grund-

Stützweite L [m]	100,00	
Hauptträgerabstand $a_{HT}$ [m]	7,50	
Kragarmbreite [m]	3,75	
Parameter $\kappa_1$	24,0	
Parameter $\kappa_2$	0,6	
Parameter $\kappa_3$	2,0	
Variation $\kappa_5$	$\kappa_5 = 0,25 \dots 10$	$\kappa_6 = 5,0$

Tab. 9: Systemdaten und Querschnittsparameter für die Parameterstudien in [15]

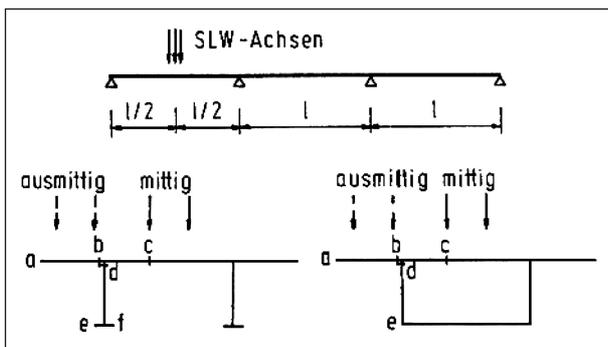


Bild 66: Statisches System, Belastung und Querschnitte mit Angabe der Auswertungspunkte als Grundlage der Parameterstudien in [15]

lage der weiterführenden Untersuchungen im Rahmen dieses Berichts ist.

### 6.2.2 Vergleichsrechnungen

Folgende Aspekte hinsichtlich der Vergleichbarkeit der beiden Berechnungsmodelle und deren Ergebnisse sind zu erwähnen:

- Im Unterschied zu dem Modell von Springer [15], das auf verschmierten Steifigkeiten basiert und die Eingabe abstrakter Steifigkeitswerte ermöglicht, sind die Querschnitte der verschiedenen Bauteile bei dem numerischen Modell, wie es in Kapitel 6.1 beschrieben ist, explizit modelliert.
- Um Berechnungen in ähnlicher Weise wie in [15] durchführen zu können, sind die konkreten Dimensionen (Abstände, Blechdicken, Bauteilhöhen und -breiten) so zu wählen, dass sich die Steifigkeitsparameter aus der Tabelle 9 in gleicher Form ergeben. Dazu müssen zahlreiche Querschnittsparameter angepasst werden (Anhang A).
- Die Berechnung der Steifigkeitsparameter erfolgt gemäß [15] mit Bruttoquerschnitten ohne Berücksichtigung von mittragenden Breiten (Kapitel 2.4).
- Die in [15] ausgewerteten Momente sind wegen der verschmierten Steifigkeiten als Flächenmomente angegeben. Korrespondierende Werte liefert das FE-Modell nicht. Ein Vergleich kann z. B. über die Normalkraft von Untergurten erfolgen.

Wegen der zuvor genannten Aspekte ist eine direkte Vergleichbarkeit der Ergebnisse beider Modelle nicht möglich. Somit werden hier die qualitativen Verläufe ausgewählter Ergebniskurven miteinander verglichen, indem die einzelnen Werte auf das jeweilige Maximum der Kurve bezogen werden.

In Bild 67 werden die Ergebniskurven für den offenen Querschnitt exemplarisch miteinander verglichen. Es zeigt sich, dass gute Übereinstimmungen der Verläufe erreicht werden, sowohl hinsichtlich der Verformungen, Schnittgrößen und Spannungen. Gewisse Abweichungen sind mit den unterschiedlichen Modellierungsansätzen erklärbar. Somit kann die Eignung der gewählten Modellierung für den vorgesehenen Zweck bestätigt werden.

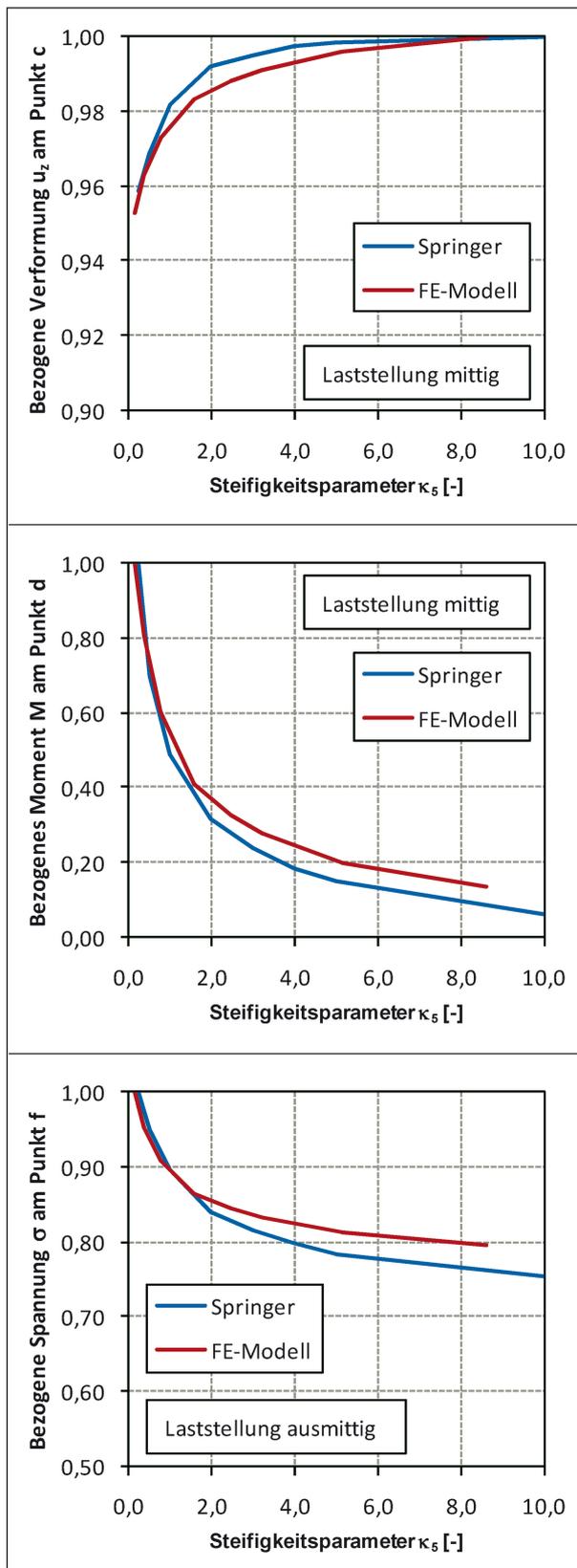


Bild 67: Exemplarischer Vergleich berechneter Ergebnisverläufe zur Verifikation des FE-Modells

## 7 Nachrechnungen

### 7.1 Allgemeine Hinweise

Dieser Kapitel behandelt Nachrechnungen ausgewählter Bauwerke aus Kapitel 3. Dabei ist zu beachten, dass es sich nicht um vollständige und detailgetreue Nachrechnungen gemäß Nachrechnungsrichtlinie [13] handelt. Denn für die Untersuchung von Kategorie-3-Schäden mittels allgemeiner Betrachtungsweisen ist es ausreichend, die Verhältnisse der einzelnen Bauwerke in überschaubarer Art und Weise numerisch abzubilden. Folgende Vereinfachungen werden dazu getroffen:

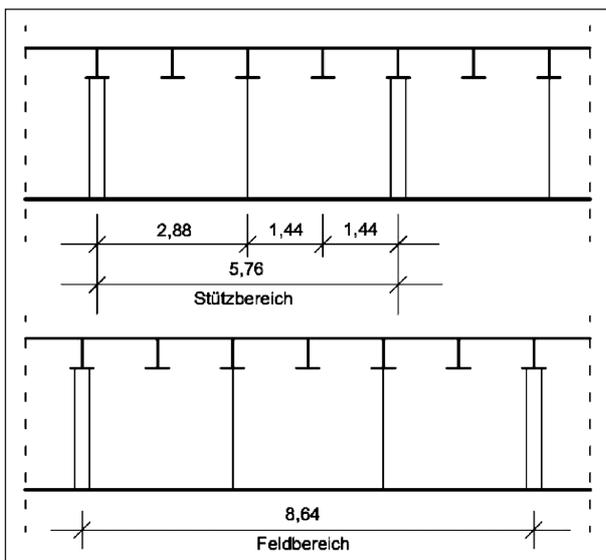
- Alle Bauwerke sind mehrfeldrige Durchlaufträger. Um die Durchlaufwirkung vollständig und gleichzeitig möglichst einfach zu berücksichtigen ist das statische System aller Nachrechnungen stets ein Dreifeldträger.
- Die Staffelung der Materialverteilung vieler Brücken ist teilweise sehr ausgeprägt. Für die Betrachtungen in diesem Forschungsvorhaben ist es ausreichend von konstanten Querschnitten ohne Staffelungen von Blechdicken und sonstigen Abmessungen auszugehen. Mithilfe der Bestandunterlagen werden mittlere Bauteilabmessungen angesetzt.
- Es wird ein einheitliches Material in der Qualität eines St52 bzw. S355 angesetzt.
- Vorhandene Krümmungen werden nicht abgebildet. Alle Modelle sind im Grundriss gerade.
- Die Fahrbahnplatte wird über die gesamte Breite in gleicher Art und Weise modelliert. Abweichungen im Bereich der Kappen und des Mittelfahrestreifens werden nicht berücksichtigt.
- Ausbaulasten werden pauschal mit einer gleichmäßig verteilten Flächenlast von  $2,5 \text{ kN/m}^2$  angesetzt.

### 7.2 Donaubrücke Sinzing (A 3)

#### 7.2.1 Beschreibung des Modells

In Anlehnung an das tatsächliche System des Durchlaufträgers mit insgesamt 9 Feldern und unterschiedlichen Spannweiten von 90 bis 130 m wird für die Nachrechnung ein Dreifeldträger mit Spannweiten von  $112,32 \text{ m} - 129,60 \text{ m} - 112,32 \text{ m}$  gewählt. Diese Werte entsprechen ungefähr den

Spannweiten der Felder 7, 8 und 9 (Bild 8). Der Querträgerabstand beträgt im Modell konstant 1,44 m, während er im realen Bauwerk zwischen 1,44 m und 1,52 m variiert. Analog zur tatsächlichen Konstruktion befinden sich nur in jeder zweiten Querträgerachse Quersteifen, die entweder als Flachstahlsteife ohne Gurt oder als T-Querschnitt ausgebildet sind. Abweichend von der realen Anordnung werden die Querverbände im FE-Modell ausschließlich mit den Quersteifen aus T-Querschnitten kombiniert. Dabei haben sie im Stützbereich einen Abstand von vier Querträgerachsen und im Feldbereich einen Abstand von sechs Querträgerachsen. Das Bild 68 veranschaulicht die Folge der zwei verschiedenen Quersysteme im FE-Modell. Eine schematische Übersicht des Modells im Grundriss zeigt Bild 69. Zur Orientierung sind im FE-Modell alle Querträgerachsen fortlaufend und beginnend mit 1 durchnummeriert. Es ergeben sich die Nummern 79 und 169 für die Lagerachsen. Die Achse 124 stellt die Mitte dar.

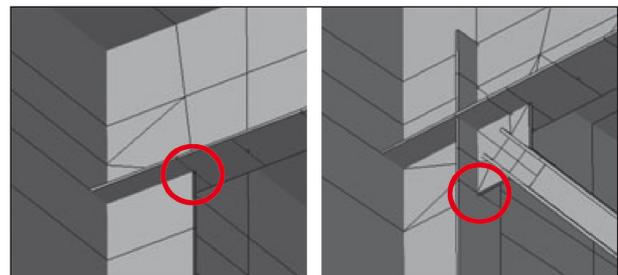


**Bild 68:** Folge der Quersysteme für die Nachrechnung der Donaubrücke Sinzing im Längsschnitt

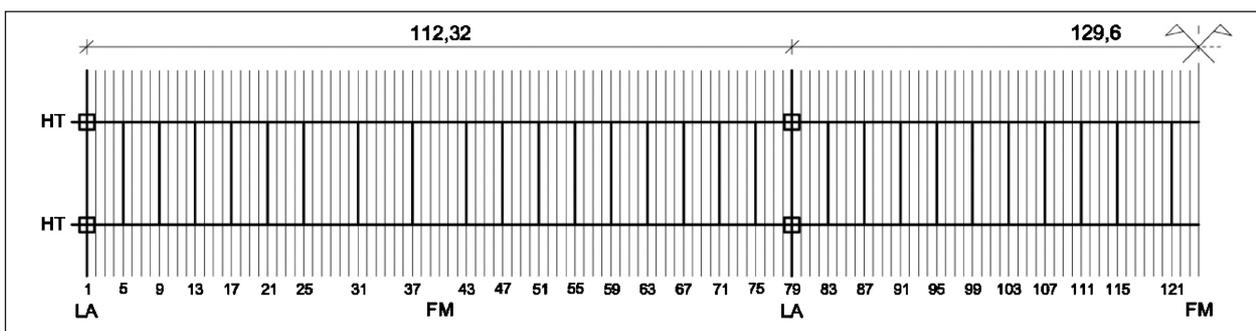
Für die Verbände wird im Modell in allen Achsen der gleiche Querschnitt eingesetzt, wohingegen die Verbände im realen Bauwerk im Bereich negativer Momente mit größeren Querschnitten ausgebildet sind. Im Bereich der Lagerachsen werden analog zur tatsächlichen Konstruktion sehr steife Querschnitte für die Querverbände gewählt. Eine Zusammenstellung der angesetzten mittleren Abmessungen, Blechdicken und Querschnitte findet sich im Anhang B.

### 7.2.2 Das ursprüngliche System

Über eine Variation der Lastposition kann die ungünstigste Laststellung bestimmt, Bereiche mit großem und kleinem Einfluss auf den kritischen Detailpunkt ermittelt und das Tragverhalten der Quersysteme veranschaulicht werden. Eine normierte Achslast von  $2 \times 50 = 100$  kN (Abstand der Radlasten von 2,0 m) wird dazu in verschiedenen Querträgerachsen des mittleren Felds in Querrichtung verschoben. Die Auswertung der Spannungen erfolgt in den Randfasern der Quersteifen und je nach Quersystem entweder im Anschnitt zum Untergurt des Querträgers oder unmittelbar vor dem Knotenblech wie in Bild 70 markiert. Die ermittelten Einflusslinien für die Querträgerachsen 83, 87 und 121 mit Querverband sind in Bild 71 dargestellt. In Bild 72 finden sich die Einflusslinien der Querträgerachsen 81, 85 und 123 ohne Verbände.



**Bild 70:** Auswertungspunkte der Spannung zur Ermittlung der Einflusslinien (links ohne, rechts mit Knotenblech)



**Bild 69:** Übersicht des FE-Modells zur Nachrechnung der Donaubrücke Sinzing bis zur Symmetrieachse

Es zeigt sich, dass sich die Lage der Querträgerachse im gesamten Tragwerk nur geringfügig auf die ermittelten Werte auswirkt. In den Achsen, die sich direkt neben der Lagerachse befinden (81 und 83), ergeben sich im Vergleich zu den übrigen Querträgerachsen etwas kleinere Spannungen. Jedoch ist zwischen den Achsen 87 und 121 bzw. 85 und 123 kein wesentlicher Unterschied auszumachen. Der Abstand der Verbände hat demzufolge in diesem Beispiel keinen Einfluss auf die relevante Spannung. Vergleicht man die Achsen mit und ohne Verbände miteinander, so ergeben sich etwas größere Werte in den Achsen ohne Verbände.

In Bild 71 und Bild 72 sind auch Fahrzeuge an den Positionen der tatsächlichen Fahrstreifen eingezeichnet. Es wird deutlich, dass der Hauptfahrstreifen sehr ungünstig im Bereich der maximalen Werte liegt. Eine Anordnung des ersten Fahrstreifens in die Hauptträgerachse würde zu deutlich reduzierten Spannungen führen. In Tabelle 10 sind die Spannungswerte der Querträgerachse 85 für die tatsächliche und eine fiktive Anordnung der Fahrstreifen mit dem ersten Fahrstreifen in der Hauptträgerachse zusammengestellt.

Auch wenn die Summen aus beiden Fahrstreifen für beide Anordnungen ähnliche Werte

annehmen, ist der Unterschied zwischen den Werten der einzelnen Fahrstreifen erheblich. Dies gilt insbesondere vor dem Hintergrund, dass eine gleichzeitige Belastung einer Querträgerachse mit zwei Lkw statistisch gesehen seltener auftritt, als die alleinige Belastung durch einen Lkw in dem 1. Fahrstreifen (vgl. Ansatz aus [13]: für den 2. FS 10 % Lastwechsel des 1. FS). Durch ein Überholverbot für Lkw ließe sich dieses Belastungsszenario nahezu vollständig ausschließen. Damit könnte ohne Eingriff in das Tragwerk die ermüdungsrelevante Spannung am kritischen Detail durch eine alternative Anordnung der Fahrstreifen auf 13 % reduziert werden. Bei der Variante aus Tabelle 10 würde der Standstreifen entfallen, was im Sinne

		Y [m]	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
tatsächliche Anordnung	1. FS	6,75	23,49
	2. FS	10,25	5,07
	Gesamt		28,56
fiktive Anordnung	1. FS	3,50	3,17
	2. FS	7,00	22,79
	Gesamt		25,96

Tab. 10: Vergleich der Spannungen bei unterschiedlichen Anordnungen der Fahrstreifen

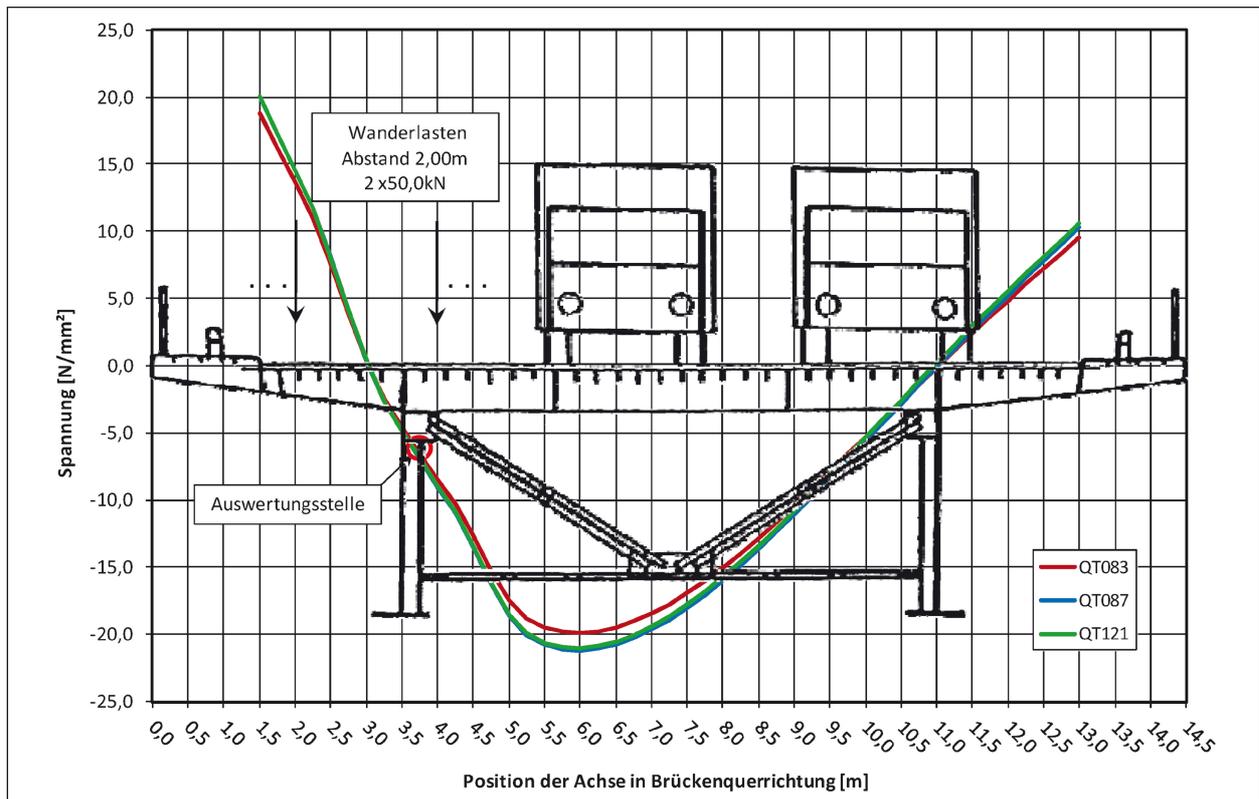
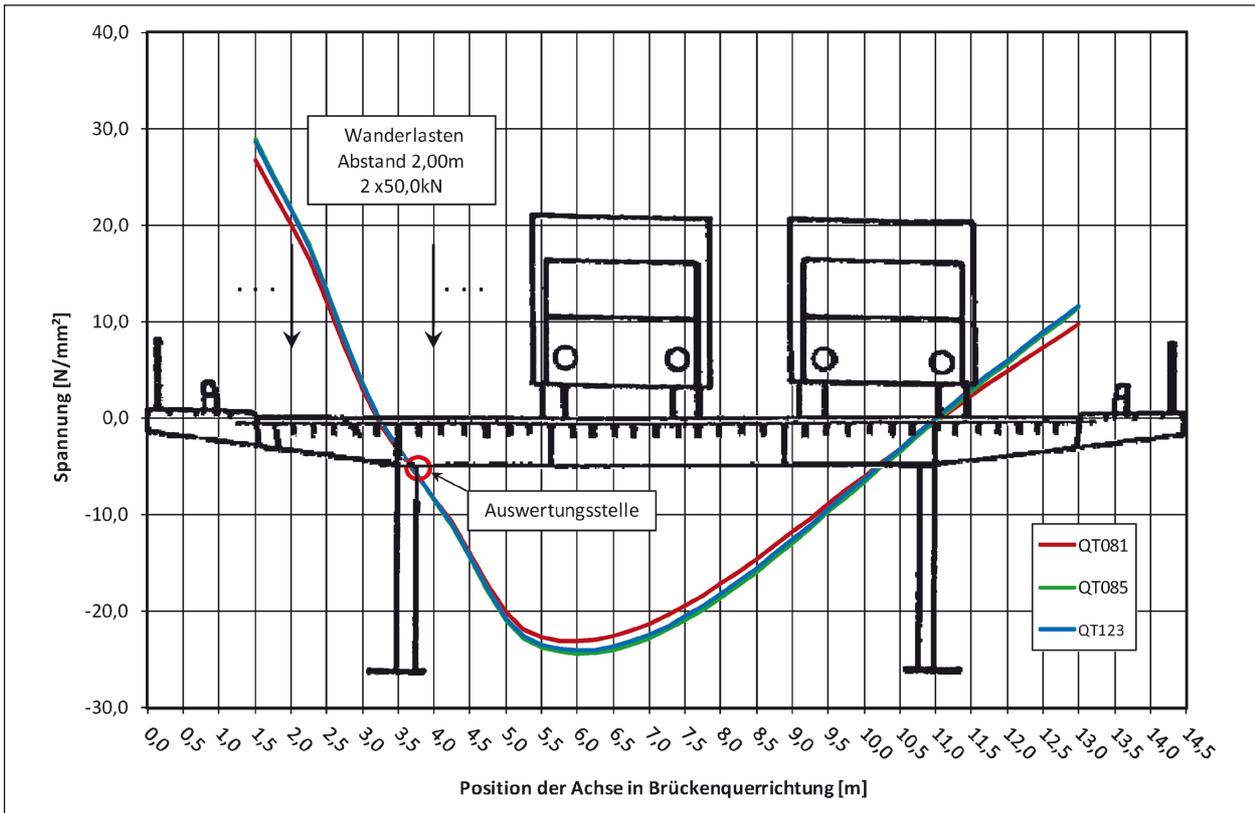
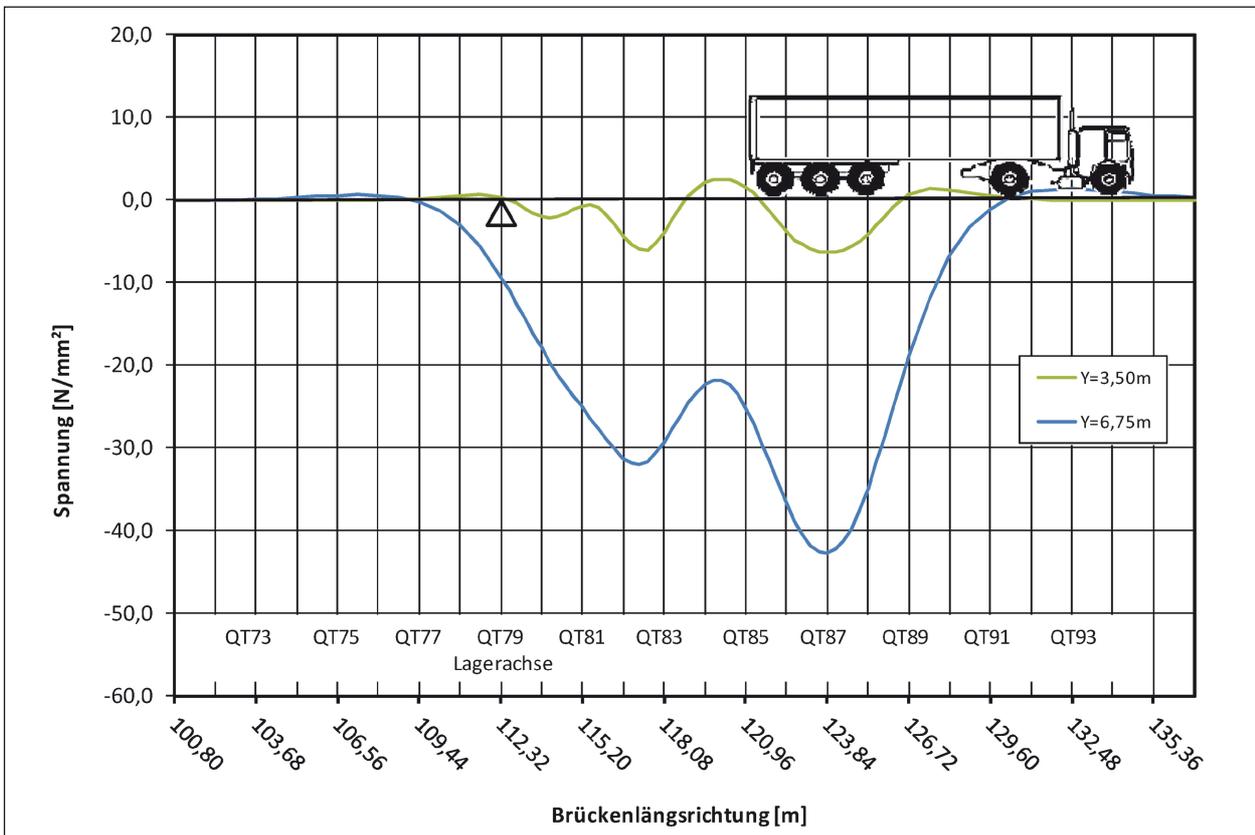


Bild 71: Einflusslinien in Querrichtung für die Achsen mit Verband infolge einer wandernden Achslast von 100 kN



**Bild 72:** Einflusslinien in Querrichtung für Achsen ohne Verband infolge einer wandernden Achslast von 100 kN



**Bild 73:** Einflusslinien in Längsrichtung für die Überfahrt des LKW3 gemäß EMLM4 für zwei unterschiedliche Anordnungen in Querrichtung

der Tragwerkserhaltung ohne Weiteres hinnehmbar wäre.

Wie die Ausweitung der Belastung in Längsrichtung diese Ergebnisse beeinflusst, zeigt sich bei der Berechnung der Spannungen am kritischen Detailpunkt für die Überfahrt eines Fahrzeugs nach Tabelle 4.7 aus DIN EN 1991-2. Es wird beispielhaft der heute häufig vorkommende LKW3 in zwei Positionen in Querrichtung angesetzt und die Auswertung exemplarisch in der Querträgerachse 87 durchgeführt. Das Bild 73 zeigt die Verläufe.

Im Diagramm ist die Stellung des Lkws exemplarisch dargestellt, bei der die vierte Achse direkt über dem Querträger 87 steht und sich die größten Spannungen ergeben. Wie die Werte aus Tabelle 10, zeigen auch die Spannungsverläufe aus Bild 73 deutlich, dass aus einer alternativen Anordnung des Hauptfahstreifens in der Hauptträgerachse wesentlich kleinere Spannungsschwingbreiten resultieren. Während sich für die Überfahrt des LKW3 in dem tatsächlichen Fahstreifen ( $Y = 6,75 \text{ m}$ ) eine Spannungsschwingbreite von  $44,1 \text{ N/mm}^2$  ergibt, liegt der Wert für die Überfahrt in der Hauptträgerachse ( $Y = 3,50 \text{ m}$ ) bei  $8,9 \text{ N/mm}^2$  (d. h. 20 %). Im Vergleich zu den Betrachtungen der Querrichtung ergibt sich also etwas weniger Reduzierung, jedoch ist die reduzierte Spannungsschwingbreite kleiner als der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit von  $\Delta\sigma_L = 14,6 \text{ N/mm}^2$  (Kerbfall 36). Es wäre also möglich durch eine Fahstreifenverlegung und ohne Eingriff in das Tragwerk die Anzahl der rechnerisch ertragbaren Überfahrten von 1,09 Millionen auf über 100 Millionen zu steigern.

Ein weiterer Aspekt der sich aus der Betrachtung des Bild 73 ergibt, ist die lokal begrenzte Wirkung der Lasten in Längsrichtung. Diese ist gekennzeichnet durch den Nullstellenabstand der Spannungsverläufe. Bei der ungünstigeren blauen Kurve beträgt dieser Abstand  $20,9 \text{ m}$  und ist im Vergleich zur Gesamtlänge des LKW3 von  $12 \text{ m}$  relativ kurz. Eine ungünstige Überlagerung verschiedener hintereinander fahrender Fahrzeuge ist nur bei sehr kurzen Abständen möglich.

### 7.2.3 Das instandgesetzte System

Entsprechend der Vereinfachung aus Kapitel 5.3.4 wird das FE-Modell, wie in Bild 74 gezeigt, durch das Hinzufügen diagonalen Stäbe mit Kreuzquerschnitt verstärkt, um die Instandsetzungsmaßnahme zu simulieren.

In analoger Weise zum vorhergegangenen Kapitel werden zunächst die Spannungen infolge der Achslast von  $2 \times 50 \text{ kN}$  an den Auswertungsstellen gemäß Bild 70 in den Querträgerachsen 85 und 87 und in Abhängigkeit der Laststellung ermittelt. In Bild 75, Bild 76 und Bild 77 werden die entsprechenden Verläufe denjenigen des ursprünglichen Systems gegenübergestellt. Man erkennt sofort die gegenüber dem unverstärkten System deutlich reduzierten Spannungen. Insbesondere in der Achse 85, wo keine Querverbände angeordnet sind, ist der Einfluss sehr ausgeprägt.

Im Bereich von  $2,50 \text{ m}$  bis  $5,50 \text{ m}$  lassen die Verläufe des instandgesetzten Systems die direkte Belastung durch die einzelnen Räder gut erkennen. Die ursprünglichen Systeme weisen eine ähnliche Welligkeit nur in geringem Maß auf. Bei einer weiteren Betrachtung der unterschiedlichen Verläufe zwischen  $6,00 \text{ m}$  und  $13,00 \text{ m}$  wird deutlich, wie sich die zusätzlichen Diagonalstreben auswirken. Im ursprünglichen System haben die Normalkraft und das Moment stets das gleich Vorzeichen, sodass die Spannung überproportional zum Abstand zwischen Belastung und Hauptträgerachse anwächst. Durch die zusätzlichen Diagonalstreben wird das Moment im Anschluss in ein Kräftepaar aufgeteilt, sodass die Auswertungsstelle nicht mehr im Druckbereich liegt, sondern durch die Zugkraft des Kräftepaars belastet wird. In der Achse 85 hebt sich dieser Spannungsanteil mit der vertikalen Auflagerkraft des Querträgers auf.

Der Verlauf der Spannungen in Achse 87 aus einer Überfahrt des LKW3 für das verstärkte System ist in Bild 77 dem Verlauf des ursprünglichen Systems gegenübergestellt. Der qualitative Verlauf ändert sich durch die Verstärkung nicht, jedoch reduziert sich die Spannungsschwingbreite um  $48 \%$  von  $44,1 \text{ N/mm}^2$  auf  $21,0 \text{ N/mm}^2$  deutlich.

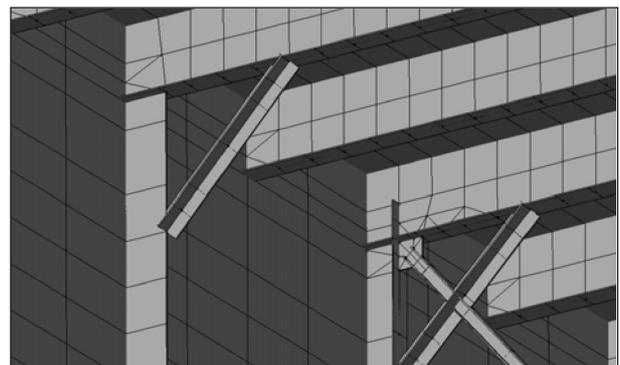


Bild 74: Ausschnitt des FE-Modells zur Simulation der Instandsetzung

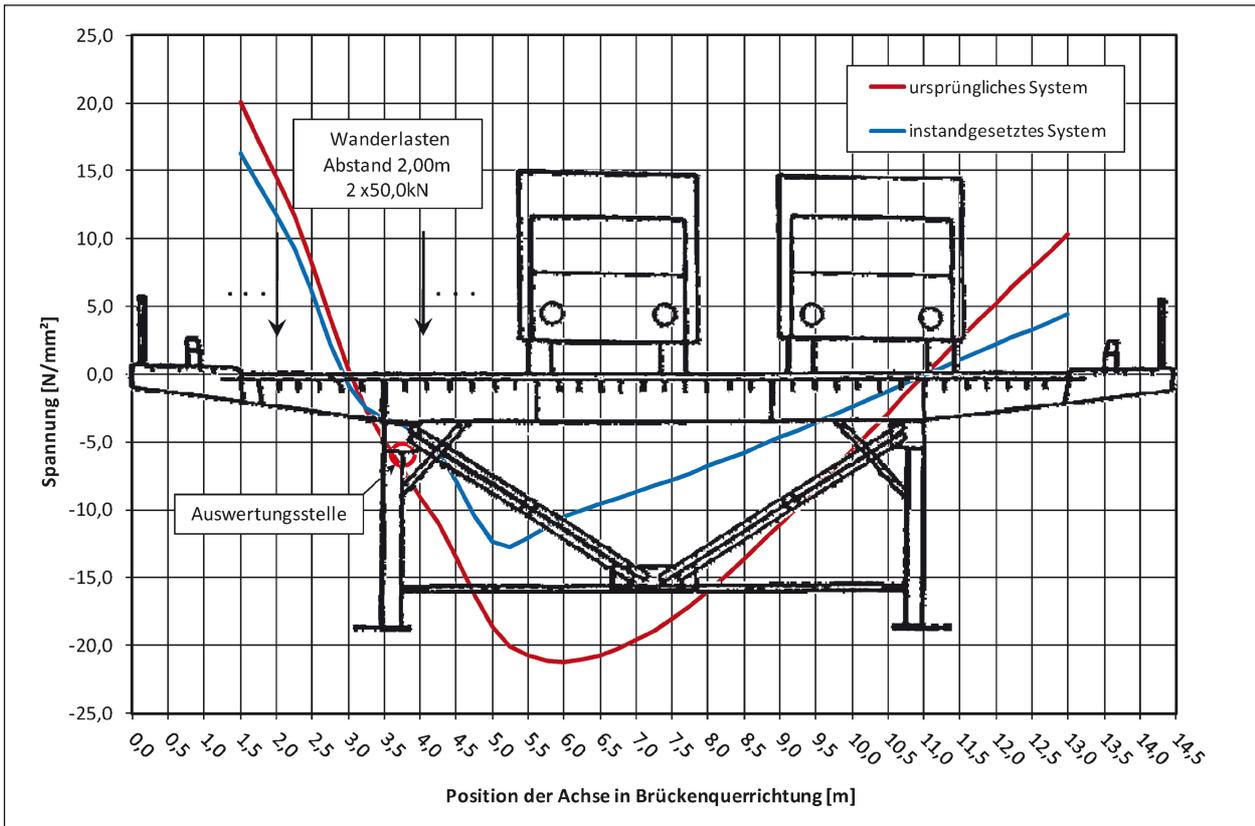


Bild 75: Vergleich der Spannungen für die Achse 87 infolge einer in Querrichtung wandernden Achslast von 100 kN

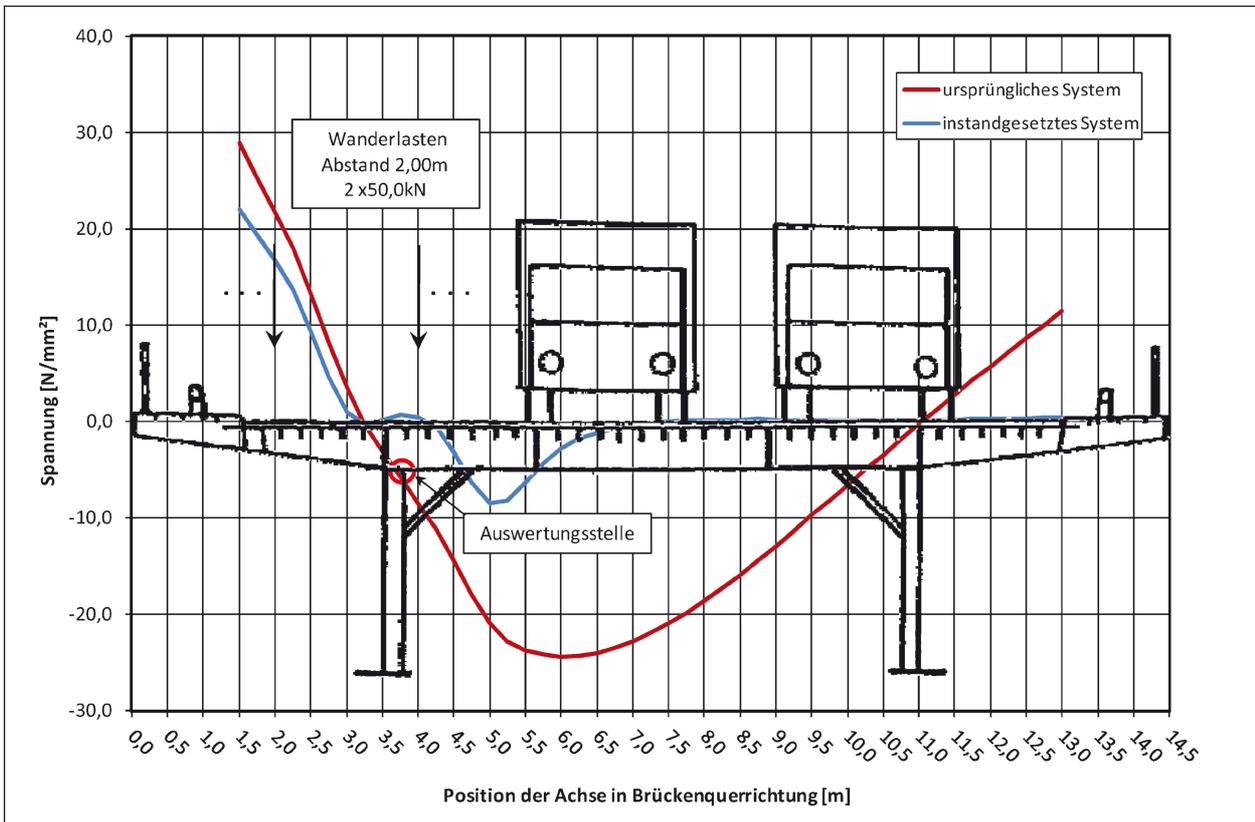


Bild 76: Vergleich der Spannungen für die Achse 85 infolge einer in Querrichtung wandernden Achslast von 100 kN

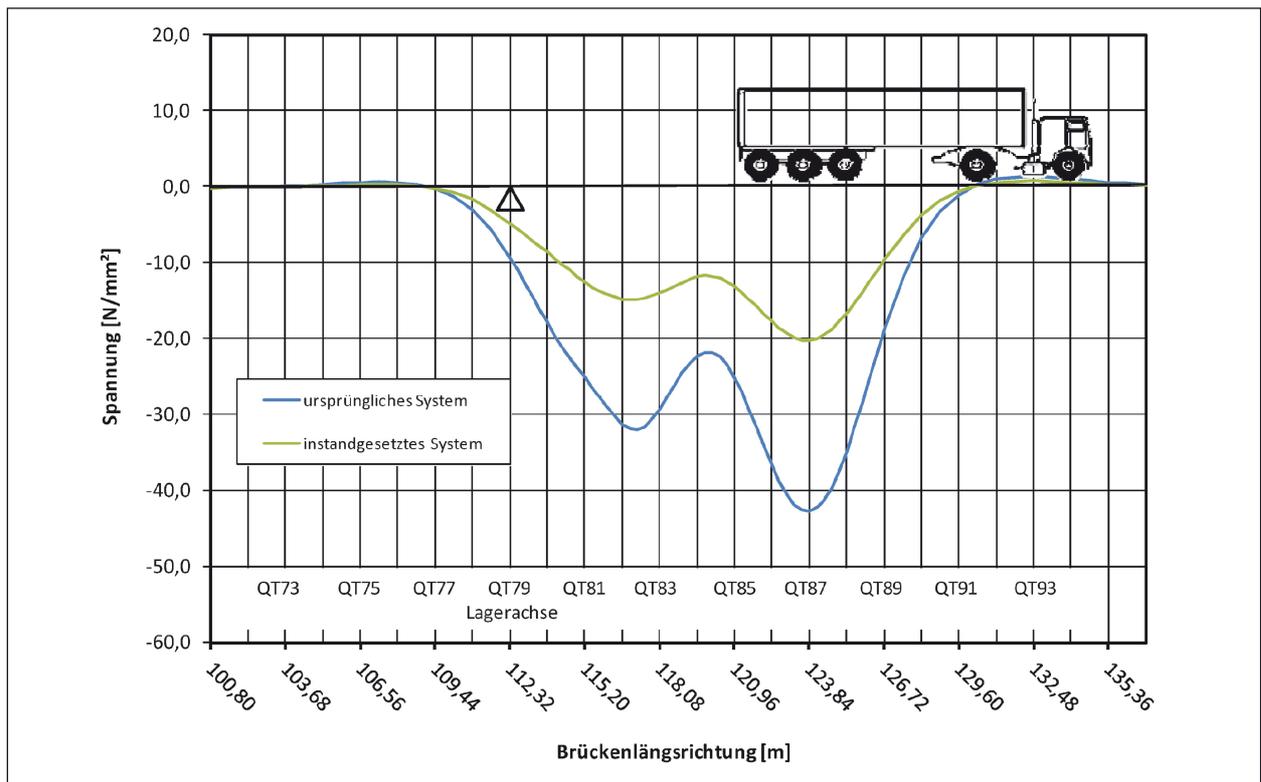


Bild 77: Vergleich der Spannungen für die Achse 87 infolge einer Überfahrt des LKW3 gemäß EMLM4

Die Anschlüsse wurden, wie in Kapitel 3.2.4 erklärt, verstärkt, jedoch wurden die schlechten Kerbdetails im Rahmen der Instandsetzungsmaßnahmen nicht überarbeitet (Bild 12). Somit ist weiterhin der Kerbfall 36 maßgebend. Die reduzierte Spannungsschwingbreite liegt mit  $\Delta\sigma = 21,0 \text{ N/mm}^2$  unterhalb der Dauerfestigkeit  $\Delta\sigma_D = 26,5 \text{ N/mm}^2$  und es ergeben sich rechnerisch 16,1 Millionen Lastwechsel bis zum Ermüdungsrisse. Unter Ansatz der Verkehrslastzahlen aus Tabelle 10.5 der Nachrechnungsrichtlinie [13] ergeben sich von 1990 bis 2010 einzig für den LKW3 20 Millionen Überfahrten, sodass die erneut festgestellten Schäden aus Bild 12 nachvollziehbar sind. Es ist also festzuhalten, dass eine Verstärkung der Konstruktion und Reparatur der Risse nicht ausreicht, wenn ungünstige Detailpunkte mit hoher Kerbwirkung eine Rissbildung begünstigen. Solche strukturellen Kerben sind im Rahmen von Instandsetzungsmaßnahmen immer zu beseitigen oder zu entschärfen.

#### 7.2.4 Einfluss der Instandsetzung auf die Steifigkeitsverteilung und die Beanspruchungen

Die Prämisse beim Entwurf der Vorschläge zur Instandsetzung von Prof. NATHER (Kapitel 3.2.4) lag darauf, die kritischen Detailpunkte lokal zu verstär-

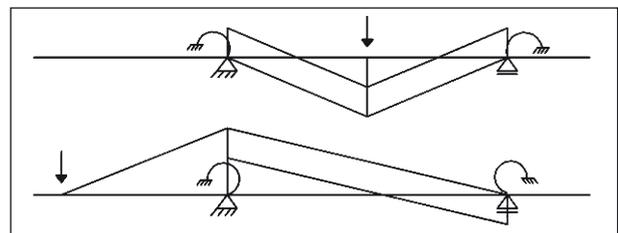


Bild 78: Vereinfachtes statisches System eines Querträgers mit den Verläufen des Biegemoments, abhängig von der Drehfedersteifigkeit

ken, ohne die Verteilung der Steifigkeiten zu beeinflussen, um eine Neuberechnung zu vermeiden. In diesem Kapitel soll der Frage nachgegangen werden, ob die tatsächlich ausgeführte Instandsetzung diese grundlegende Forderung erfüllt.

Wie sich Änderungen im Quersystem auf die Beanspruchungen im Querträger auswirken, kann mithilfe eines vereinfachten statischen Systems des Querträgers beurteilt werden (Bild 78). Die Steifigkeit eines Quersystems und deren Änderungen, die sich aus der Verstärkung des Anschlusses zwischen Querträger-Untergurt und Hauptträger-Quersteife ergeben können, lassen sich durch die Drehfedersteifigkeit und deren Variation in den Hauptträgerachsen darstellen. Grenzwertbetrachtungen der Drehfedersteifigkeit für die zwei ungünstigsten

Laststellungen einer beispielhaften Einzellast, führen zu den dargestellten Verläufen des Biegemoments.

Bei geringer Drehfedersteifigkeit ergibt sich bei mittlerer Laststellung das maximale Feldmoment, welches sich mit steigender Drehfedersteifigkeit zur Stütze umlagert. Bei einer Belastung des Kragarms ist das maßgebende Biegemoment in der Hauptträgerachse unabhängig von der Drehfedersteifigkeit. Nur der Sprung im Verlauf des Moments wird mit steigender Federsteifigkeit größer. Somit ergibt sich für den Querträger durch einen größeren Einspanngrad, als mögliche Folge einer Anschlussverstärkung, keine bemessungsrelevante Umlagerung, wenn diese Einspannwirkung bei der Bemessung der Querträger nicht angesetzt wurde. Das ist bei den Bauwerken wie der Donaubrücke Sinzing, die aus einer Zeit beschränkter Berechnungsmethoden stammen, die Regel. Lediglich im Bereich der neu gestalteten Lasteinleitung sind die Nachweise für den Querträger zu überprüfen.

Unkritisch sind die Umlagerungen auch für die Quersteife und deren Anschluss an den Querträger. Denn Ausgangspunkt einer Instandsetzung ist die unzureichende Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit genau dieser Stelle wegen fehlender Nachweisführung. Ebenso ist es Ziel der Instandsetzung die gleiche Stelle für die tatsächlich auftretenden Lasten zu verstärken.

Schließlich können sich Änderungen der Steifigkeiten im Quersystem auf die Verteilung der Querbiegemomente der Hauptträger-Untergurte auswirken, da diese die horizontale, federelastische Lagerung der Quersysteme darstellen. So ergibt sich für unterschiedliche Laststellungen der Schwerlastwagen nach DIN 1072 ein um 5,0 kNm größeres Querbiegemoment für das verstärkte System. Bei einem Querschnitt des Untergurts von 800 x 50 mm ist dieser Spannungszuwachs vernachlässigbar klein.

### 7.3 Sinntalbrücke (A 7)

#### 7.3.1 Beschreibung des Modells

Ausgehend von der maximalen Spannweite der Brücke von 110,0 m, der Spannweite des Randfelds am WL Würzburg von 80,0 m und dem realen Querträgerabstand, der zwischen 3,11 und 3,17 m variiert, wird für die Nachrechnung mit 3,15 m von einem konstanten Abstand ausgegangen. Damit ergibt sich ein Dreifeldträger mit Spannweiten von 81,90 m – 110,25 m und 81,90 m. Die beiden Längsträger zwischen den Hauptträgern werden nach dem Prinzip der Modellbildung aus Kapitel 6.1 mit Schalenelementen für den Steg und rechteckigen Balkenelementen für den Untergurt abgebildet. Ein Ausschnitt des numerischen Modells ist als Untersicht in Bild 79 dargestellt. Eine Übersicht im Grundriss zeigt das Bild 80. Eine Zusammenstellung der angesetzten mittleren Abmessungen, Blechdicken und Querschnitte findet sich im Anhang C.

#### 7.3.2 Einflusslinien

Analog zum Vorgehen aus Kapitel 7.2 werden auch hier Einflusslinien zunächst für die Querrichtung und unterschiedliche Querträgerachsen im Stütz- und Feldbereich ermittelt und in Bild 81 dargestellt.

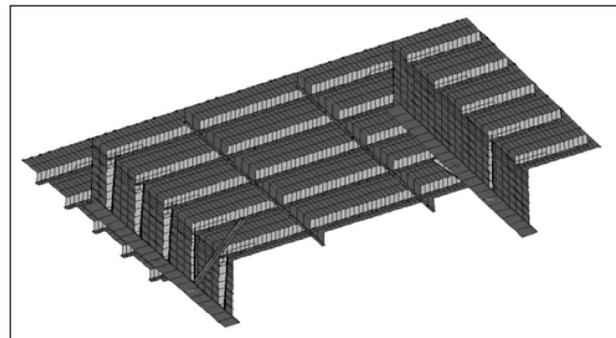


Bild 79: Untersicht numerisches Modell der Sinntalbrücke mit Lagerachse

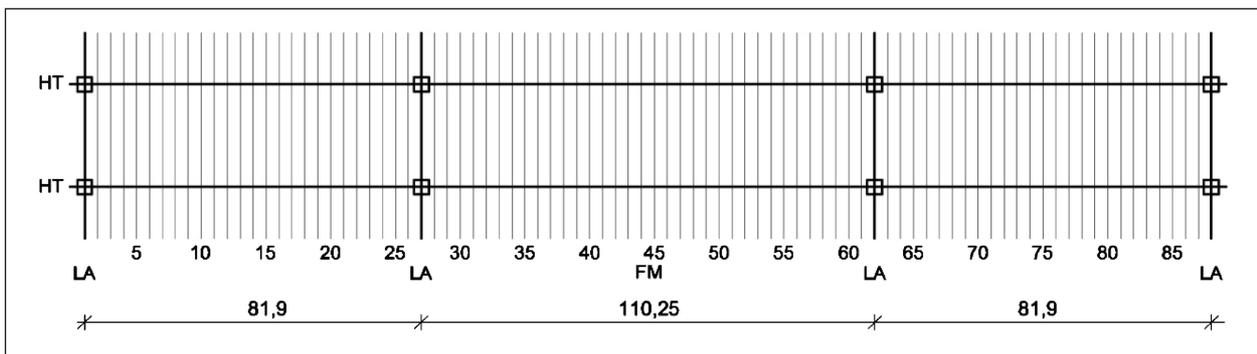
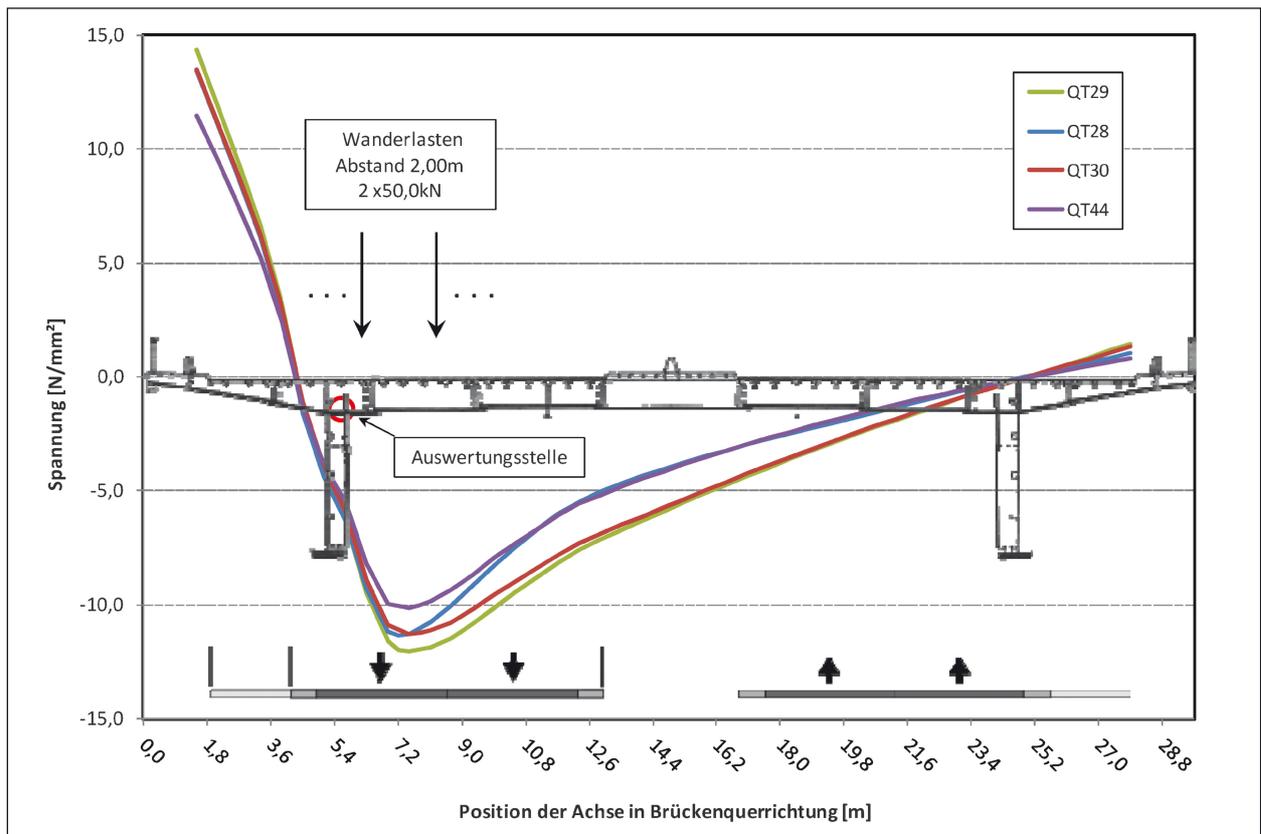


Bild 80: Übersicht des FE-Modells zur Nachrechnung der Sinntalbrücke



**Bild 81:** Einflusslinien in Brückenquerrichtung für verschiedene Querträgerachsen infolge einer wandernden Achslast von 100 kN, einschließlich Darstellung der tatsächlichen Fahrstreifen

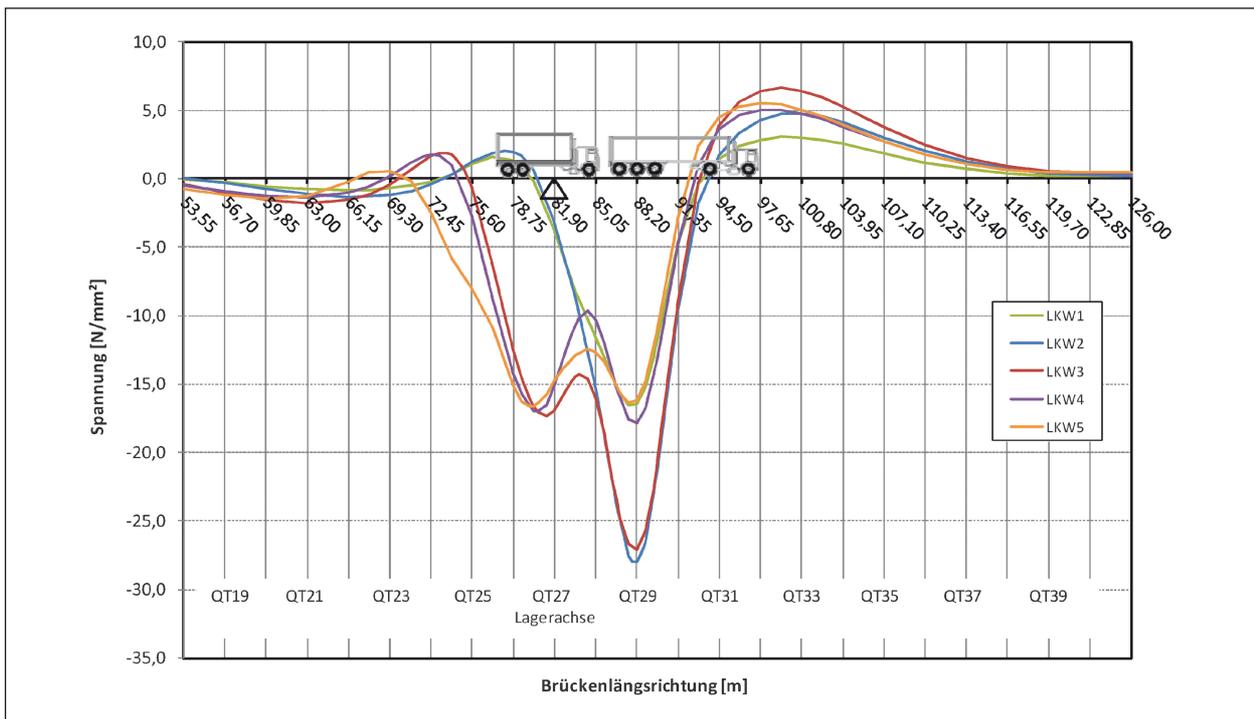
Auch hier liegt die Auswertungsstelle (im Bild markiert), in der Randfaser der Quersteife im Anschnitt zum Querträger-Untergurt.

Im Vergleich der einzelnen Querträgerachsen ergeben sich in der Achse 29 die ungünstigsten Spannungen. Dies ist nachvollziehbar, da die horizontale, federelastische Lagerung des Querrahmens durch den Hauptträger-Untergurt in Auflagernähe einer starren Lagerung gleicht. In Feldmitte ist diese Federsteifigkeit hingegen minimal, sodass sich für die Querträgerachse 44 die geringsten Spannungen ergeben. Allerdings stellt sich die Frage, warum sich in der Achse 28 als unmittelbare Nachbarachse zur Lagerachse günstigere Werte einstellen als in Achse 29? Betrachtet man den Verlauf der blauen Linie für die Achse 28, so erkennt man im Bereich des linken Längsträgers eine Delle, die durch die lastverteilende Wirkung des Längsträgers zustande kommt. Durch die Schrägstreben und steiferen Querschnitte in der Lagerachse ist die lastverteilende Wirkung des Längsträgers hier größer als in den übrigen Tragwerksbereichen.

Die Verläufe zeigen auch, dass die kritische Stelle bei direkter Belastung, d. h. einer Laststellung in der

Hauptträgerachse, geringere Spannungen erfahren, da sich nur kleine Verdrehungen des Querträgers und damit auch nur geringe Biegemomente in der Quersteife einstellen. Eine Anordnung des Schwerverkehrsfahrstreifens in die Hauptträgerachse wäre also zu bevorzugen. Betrachtet man allerdings die tatsächliche Anordnung der Fahrstreifen, ist festzustellen, dass der erste Fahrstreifen im Bereich der maximalen Spannungen liegt. Die berechnete Spannung bei einer Laststellung in der Hauptträgerachse beträgt 35 % des Maximalwerts. Insofern zeigt dieses Beispiel, wie durch einfache und geschickte Verlegung der Fahrstreifen eine bedeutende Reduzierung der Spannungen erreicht werden kann.

Da sich für die Querträgerachse 29 in Querrichtung die größten Spannungswerte ergeben, werden die Einflusslinien in die Brückenlängsrichtung für diese Achse und die ungünstigste Querlaststellung bei  $X = 7,80$  m ausgewertet. In Bild 82 sind die Spannungsverläufe für die Überfahrten der Fahrzeuge gemäß EMLM4 nach DIN EN 1991-2 dargestellt. Beispielhaft ist der LKW3 in der Laststellung eingezeichnet, bei der die mittlere der hinteren drei Achsen den Querträger 29 direkt belastet und zur maximalen Spannung in dieser Achse führt.



**Bild 82:** Einflusslinien für die Überfahrten der verschiedenen Fahrzeuge nach EMLM4 nach DIN EN 1991-2 in ungünstigster Stellung in Brückenquerrichtung mit Auswertung in der Querträgerachse 29

	LKW3	LKW2	Gesamt
LKW2 in QT22	-1,5	-27,1	-29,6
LKW2 in QT26	1,9	-27,1	-25,2

**Tab. 11:** Spannungsüberlagerung eng hintereinander fahrender Lkws [N/mm²]

Zunächst wird deutlich, dass LKW2 und LKW3 die größte Spannungsschwingbreite je Überfahrt hervorrufen. Insbesondere der LKW3 entspricht dem heute am häufigsten vorkommenden Fahrzeug. Weiterhin wird sichtbar, dass der wesentliche Einflussbereich eines Fahrzeugs im Tragwerk auf wenige Querträgerachsen beschränkt bleibt. Der Abstand des gleichsinnigen Einflusses (Abstand der Nulldurchgänge) liegt z. B. beim LKW3 bei 17,8 m. Mit einer Gesamtlänge des Fahrzeugs von 12 m ergibt sich ein Abstand von 2,9 m vor und hinter dem Fahrzeug, der frei bleiben muss, damit sich die Spannungen aus eng hintereinander fahrenden Fahrzeugen nicht überlagern.

Als Beispiel einer solchen Überlagerung kann als hinterherfahrendes Fahrzeug z. B. ein LKW2 in Querträgerachse 26 wie dargestellt oder in Querträgerachse 22 (nicht dargestellt) angesetzt werden. Die sich ergebenden Spannungen finden sich in Tabelle 11.

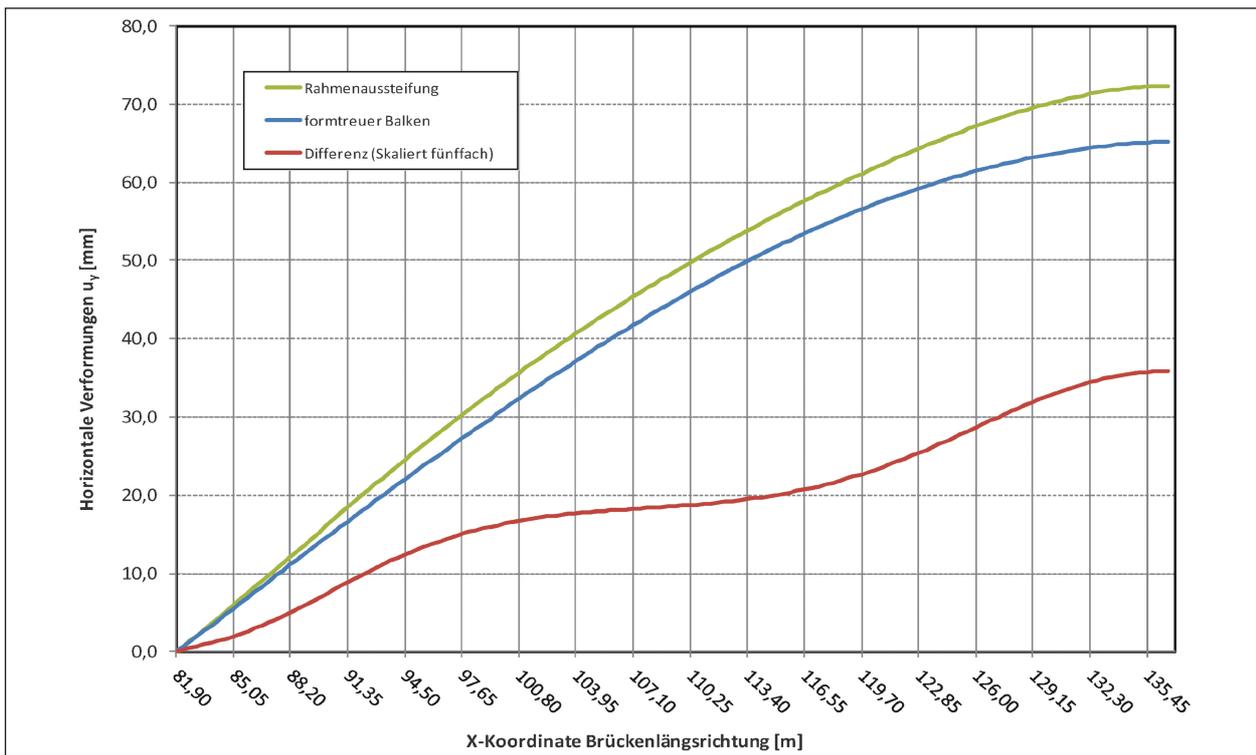
### 7.3.3 Ermüdungsnachweis

Da an der Sinntalbrücke keine systematischen Kategorie-3-Schäden festgestellt worden sind und das Bauwerk auch wegen der planmäßigen Rahmentragwirkung und biegesteifen Ausbildung der Rahmenecken als positives Beispiel angesehen werden kann, sollen diese Beobachtungen mit einem Ermüdungsnachweis gemäß Nachrechnungsrichtlinie [13] rechnerisch belegt werden. Dazu wird als maßgebendes Detail der Anschluss des Gurts der Quersteife an den Querträger-Untergurt betrachtet. In den Werkstattzeichnungen von 1966 ist die Schweißnaht als Doppelkehlnaht mit 2 x 3,5 mm Schweißnahtdicke angegeben.

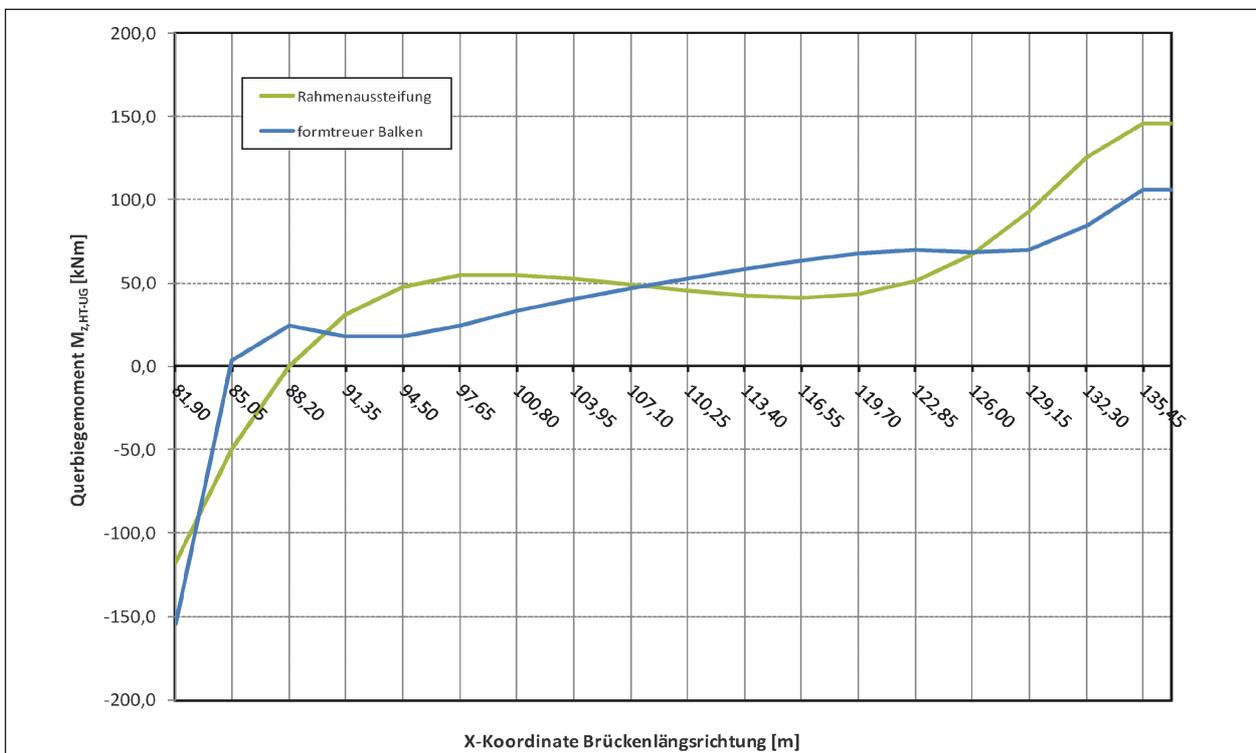
Unter Anwendung der Schadensakkumulation ergibt sich mit den Verkehrslastdaten aus Kapitel 10.1.4 der Nachrechnungsrichtlinie [13], dem Kerbfall 36 und dem Jahr der Fertigstellung 1967 eine rechnerische Lebensdauer von nur 4 Jahren. Dieses Ergebnis stellt eine eklatante Diskrepanz zum dokumentierten Bauwerkszustand dar. Folgende Punkte können dafür als Erklärungsansatz dienen:

- Sensibilität des Berechnungsverfahrens,
- hohes Sicherheitsniveau bei der Festlegung der Kerbfallklassen,





**Bild 84:** Vergleich der horizontalen Verformungen des Hauptträger-Untergurts im mittleren Feld



**Bild 85:** Vergleich des Querbiegemoments des Hauptträger-Untergurts im mittleren Feld

Die symmetrischen Verläufe von der Lagerachse bis zur Feldmitte sind im Bild 85 dargestellt.

Betrachtet man zunächst den Verlauf des aussteifen Systems, so lässt sich erkennen, dass sich

im Bereich gleichmäßiger Belastungen (zwischen  $X = 94,50$  m und  $X = 122,85$  m) gleichförmige Beanspruchungen entsprechend der Wölbkrafttorsion einstellen. Allerdings sind die Abweichungen von diesem rechnerisch idealen Verlauf im Bereich kon-

zentrierter Lastenleitungen, d. h. in Feldmitte und in den Lagerachsen erheblich. Die diskrete Wirkung der Verbände ist an dem geknickten Verlauf des Querbiegemoments gut zu erkennen. Hingegen erzeugen die weicheren Querrahmen weniger ausgeprägte Knickpunkte im Verlauf des Querbiegemoments, was gleichzeitig zu einer Vergrößerung des Wirkungsbereichs der konzentrierten Lastenleitung führt. Diese zusätzlichen Beanspruchungen werden unabhängig von der Art der Queraussteifung bei der Schnittgrößenermittlung mithilfe eines Balken- oder Trägerrostmodells üblicherweise nicht erfasst.

Der maximale Wert des Querbiegemoments für das System mit den Rahmenaussteifungen ergibt sich in Feldmitte zu  $M_{z,HT-UG} = 146 \text{ kNm}$ . Für das mit Verbänden ausgesteifte System ergibt sich das maximale Moment mit  $M_{z,HT-UG} = -154 \text{ kNm}$  hingegen in der Lagerachse. Die korrespondierenden Normalkräfte liegen bei  $N_{x,HT-UG} = 9.800 \text{ kN}$  in Feldmitte und  $N_{x,HT-UG} = -6.600 \text{ kN}$  in der Lagerachse. Bei einem angesetzten konstanten Querschnitt des Untergurts von  $1.000 \times 85 \text{ mm}$  ergeben sich damit nur geringfügige Unterschiede in den Spannungen. Eine Zusammenstellung der Spannungen für die unterschiedlichen Systeme unter Berücksichtigung der zugehörigen Normalkräfte findet sich in Tabelle 12. Es zeigt sich, dass der Unterschied der maßgebenden Gesamtspannung in Feldmitte  $2,8 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $2,3 \%$  beträgt. Somit ist für das hier untersuchte System eine Vernachlässigung dieser Effekte im Rahmen der statischen Bemessung von Brückenbauwerken mit Balken- oder Trägerrostmodell unproblematisch. Ebenso ist die Steifigkeit des Queraussteifungssystems bei diesem System nur von untergeordneter Bedeutung für die Dimensionierung der Haupttragglieder, wenn man nicht lineare Effekte nach Theorie II. Ordnung außer Acht lässt. Diese werden im Kapitel 7.3.6 näher untersucht.

		Rahmen- aussteifung	Aussteifung mit Verbänden
Lagerachse	$\sigma_x$ infolge N	77,6	
	$\Delta\sigma_x$ infolge $M_z$	8,3	10,9
	$\sigma_x$ , Gesamt	86,2	88,5
Feldmitte	$\sigma_x$ infolge N	115,3	
	$\Delta\sigma_x$ infolge $M_z$	10,3	7,5
	$\sigma_x$ , Gesamt	125,6	122,8

Tab. 12: Vergleich der Spannungen im Hauptträger-Untergurt [ $\text{N/mm}^2$ ]

### 7.3.6 Stabilität des Hauptträger-Untergurts

Bereits in der ursprünglichen statischen Berechnung wurde die Stabilität der Hauptträger-Untergurte im Gebrauchszustand durch eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung untersucht. Der Untergurt wurde dabei als Stab mit federelastischer Lagerung berechnet. Die Federsteifigkeiten der Querrahmen wurden durch einfache Vorberechnungen am Rahmen, unter der Annahme einer horizontalen Festhaltung in der Fahrbahnebene ermittelt. Im Ergebnis dieser Berechnungen ergibt sich ein Vergrößerungsfaktor von  $v_{krit} = 1,71$ . Die Spannungen nach Theorie II. Ordnung für den Gebrauchszustand wurden gegen die charakteristische Streckgrenze des Materials nachgewiesen. Da der globale Sicherheitsfaktor für das Konzept der zulässigen Spannungen im Bereich des Vergrößerungsfaktors liegt, ergeben sich nur geringfügige Vergrößerungen der verschiedenen Querschnittsteile.

Um den Effekt des seitlichen Ausweichens besser untersuchen und beurteilen zu können, werden im Folgenden erneute Berechnungen angestellt. Dabei geht es weniger um die konkreten Zahlenwerte, die wegen der getroffenen Vereinfachungen (siehe Kapitel 7.1) wenig aussagekräftig sind, als darum, das grundsätzliche Tragverhalten darzustellen.

Zunächst wird eine numerische Stabilitätsanalyse mithilfe des dreidimensionalen FE-Modells angestellt. Die Belastung wird entsprechend der Brückenklasse 60 der Sinntalbrücke nach DIN 1072 so angesetzt, dass sich über der mittleren Stütze das betragsmäßig größte negative Biegemoment und die größte Drucknormalkraft im Hauptträger-Untergurt ergibt. Darüberhinaus sind andere Laststellungen denkbar, die maßgebend sein können, hier jedoch nicht vollumfänglich untersucht werden.

Die so berechneten ersten Eigenformen stellen verschiedenste Beulfiguren des Hauptträgerstegs dar. Knickfiguren in Form eines seitlichen Ausweichens des gedrückten Hauptträger-Untergurts, finden sich unter den ersten neuen Eigenformen nicht. Eine weitere Untersuchung des seitlichen Ausweichens des Hauptträger-Untergurts ist mit dem FE-Modell also nicht möglich. Das Bild 86 zeigt einen Ausschnitt des FE-Modells mit der ersten Beuleigenform des Hauptträger-Stegs über der Stütze.

Analog zur statischen Berechnung der Sinntalbrücke aus dem Jahr 1965 lässt sich eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung für den Hauptträger-

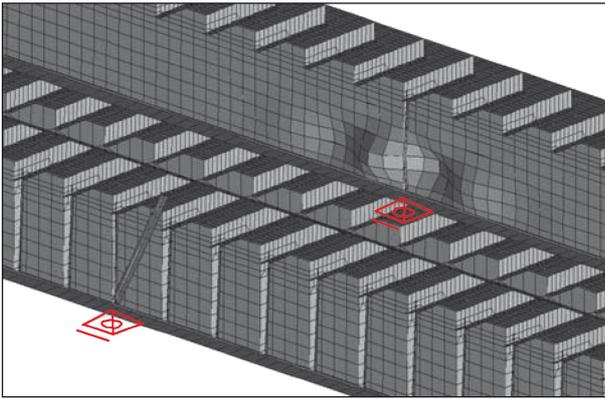


Bild 86: Beuleigenform des HT-Stegs

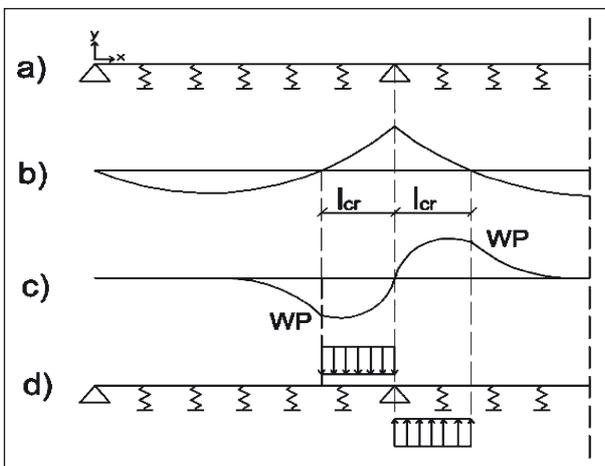


Bild 87: Ersatzsystem Knicken HT-UG und Imperfektionser-satzlast

Untergurt mithilfe eines gebetteten Balkens als Ersatzsystem durchführen. Das Bild 87 a) zeigt eine Hälfte des statischen Ersatzsystems des gebetteten Balkens mit diskreten Federn in den Querträgerachsen, deren Steifigkeit mit einer Nebenrechnung am Querrahmensystem ermittelt wird. Mit diesem eindimensionalen Balkenmodell und dem Normkraftverlauf aus Teilbild b), der affin zum Biegemoment des Hauptträgers ist, kann eine Knickanalyse durchgeführt werden, bei der sich die Knickfigur aus Teilbild c) ergibt. Es ist nachvollziehbar, dass der Zugbereich eine stabilisierende Wirkung hat. Die kritische Knicklänge ist im Allgemeinen definiert als der Abstand der Wendepunkte der Knickfigur. Für eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung sind Imperfektionen anzusetzen, die im ungünstigsten Fall affin zur Knickfigur verlaufen. Ersatzlasten, die zu einer entsprechenden Verformungsfigur führen können, sind im Teilbild d) dargestellt. In Anlehnung an die Anmerkung aus dem Kapitel 5.5.2.4 (7) des DIN FB 103 wird zur Berechnung der Ersatzlasten die Knickspannungslinie

c mit einem Stich der Vorverformung von  $l_{cr}/200$  angesetzt. Die horizontalen Verformungen und Querbiegemomente des Hautträger-Untergurts nach Theorie I. Ordnung sind ebenfalls zu berücksichtigen.

Das Bild 88 zeigt die Verläufe des Querbiegemoments im Hauptträger-Untergurt. Der blau dargestellte Verlauf entspricht dem Moment, das sich infolge der charakteristischen Belastung und einer linearen Berechnung einstellt. In Addition mit dem Imperfektionsansatz ergibt sich der rote Verlauf, der den Ausgangspunkt für die nicht lineare Berechnung nach Theorie II. Ordnung darstellt. Mit dieser nicht linearen Berechnung ergibt sich der grüne Verlauf des Querbiegemoments. Die unterschiedlichen Anteile des Moments sind erkennbar und es wird deutlich, dass die Imperfektion und die Vergrößerung aus Theorie II. Ordnung gegenüber dem linearen Moment infolge Belastung in diesem Beispiel dominieren.

In Bild 89 sind die maximalen Spannungen nach Theorie I. und II. Ordnung im Bereich der negativen Momente gegenübergestellt, die auch die Normkraftbeanspruchung beinhalten. Der maximale Wert der Spannung über der Stütze vergrößert sich um ca. 3 % nur geringfügig. Allerdings stellt sich der maximale Effekt aus Theorie II. Ordnung im Bereich der Querträgerachse 29 ein, wo sich das Imperfektionsmoment und der Normkraftverlauf ungünstig überlagern. Dort steigt die maximale Spannung durch die Imperfektion um 34 % und durch die nicht lineare Berechnung nochmal um 13 % an. Es ist also eine erhebliche Vergrößerung der Spannung gerade da zu verzeichnen, wo üblicherweise eine Anpassung der Querschnitte mittels Gurtlamellen an die Beanspruchung stattfindet. Allerdings wirkt sich die Staffelung der Untergurte auch günstig auf die Berechnung aus, was im Rahmen dieser Nachrechnung nicht berücksichtigt wurde.

Die zuvor genannten Effekte werden allerdings umso kleiner je größer die Steifigkeit der Querrahmen ausfällt. Denn die Knicklänge wird bei größeren Federsteifigkeit des gebetteten Balkens kleiner. Natürlich ist dieser Zusammenhang nicht proportional wie eine Variation der Federsteifigkeit zeigt. Bei doppelter Federsteifigkeit reduziert sich in diesem Beispiel die Knicklänge von 17,0 m auf 14,0 m. Bei einer Halbierung ergibt sich eine Knicklänge von 19,5 m. Der Einfluss dieser Steifigkeitsänderungen auf die Spannungen nach

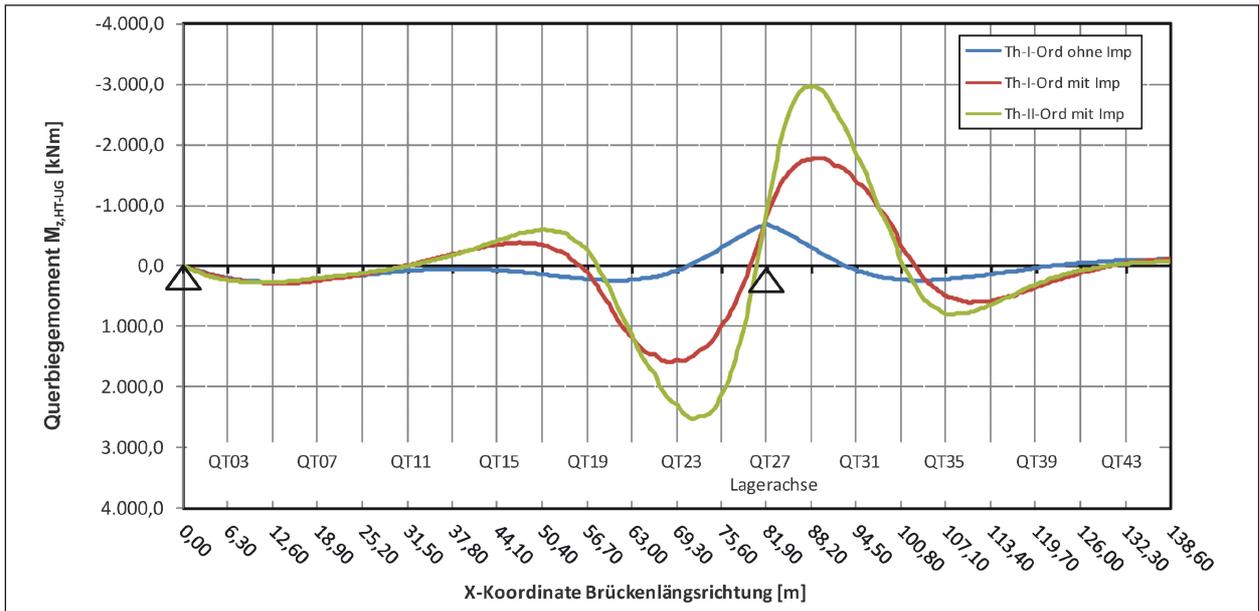


Bild 88: Verlauf der Querbiegemomente im Hauptträger-Untergurt

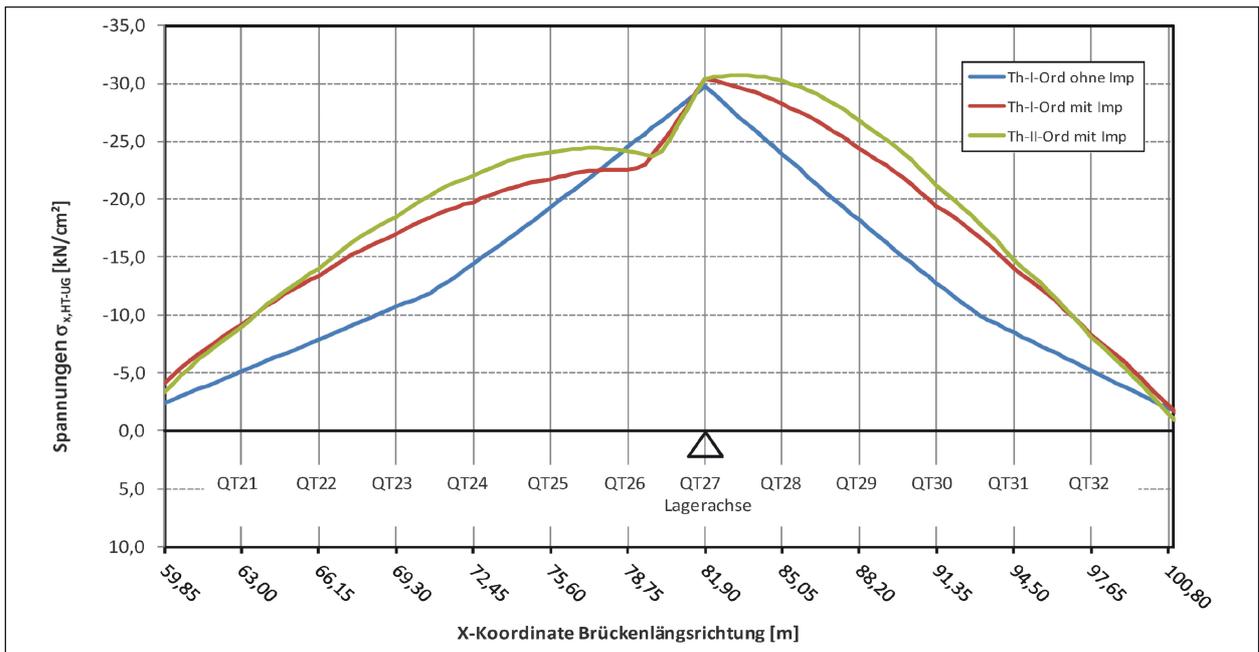


Bild 89: Vergleich der Spannungen im Hauptträger-Untergurt im Bereich negativer Momente

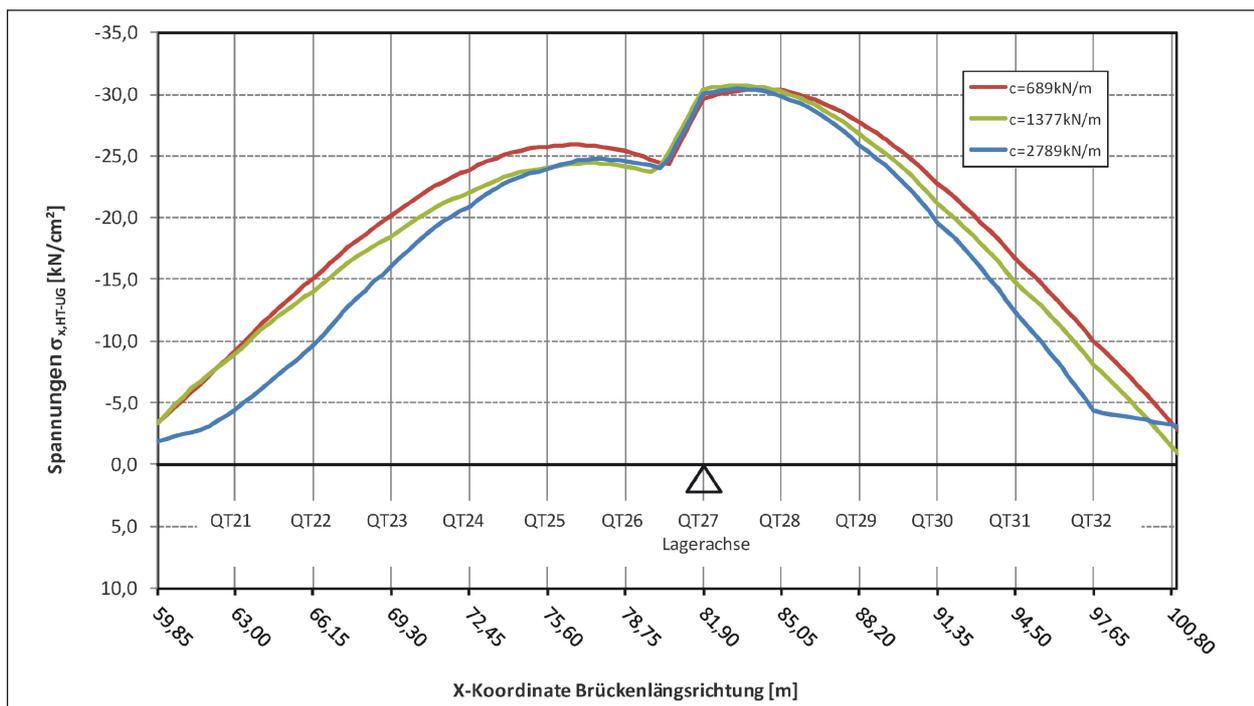
	c = 689 kN/m	c = 1.377 kN/m	c = 2.789 kN/m
OG	360 x 12	360 x 12	360 x 12
Steg	300..400 x 8	411..611 x 8	850 x 10
UG	120 x 10	120 x 10	250 x 18

Tab. 13: Querschnitte der Querstreifen für die unterschiedlichen Federsteifigkeiten

Theorie II. Ordnung ist in Bild 90 dargestellt. Demnach sind die Änderungen der Spannungen verhältnismäßig klein. Aber auch mit geringen Federsteifigkeiten wird ein Stabilisierender Effekt erreicht.

Die Querschnitte der Querstreifen passend zu den unterschiedlichen Federsteifigkeiten sind in Tabelle 13 dargestellt.

Dabei sind nur die Querschnitte am Anschnitt zum Querträger dargestellt. Für die Federsteifigkeiten  $c = 689 \text{ kN/m}$  und  $c = 1.377 \text{ kN/m}$  wurden in der



**Bild 90:** Vergleich der Spannungen im Hauptträger-Untergurt bei Variation der Federsteifigkeit aus der Rahmenwirkung

Höhe veränderliche Querschnitte analog zur tatsächlichen Konstruktion der Sinntalbrücke angesetzt. Es zeigt sich, dass auch der Querschnitt für die geringe Federsteifigkeit baupraktisch realistische Dimensionen annimmt. Für die Federsteifigkeit  $c = 2.789 \text{ kN/m}$  ist hingegen ein sehr ausgeprägter Querschnitt notwendig, der eine ähnliche Konstruktionshöhe wie der Querträger aufweist und über die Rahmenhöhe mit konstantem Querschnitt angesetzt wird. Er stellt somit die Grenze eines baupraktisch sinnvollen Querschnitts dar. Denn bei weiterer Steigerung der Steifigkeit werden auch keine größeren Federsteifigkeiten erzielt, da die Verformung des Rahmens aus der Steifigkeit des Rahmenriegels entsteht. Zusammen mit dem Bild 90 zeigt sich, dass der Materialeinsatz ab einem gewissen Querschnitt nicht mehr effektiv ist.

### 7.3.7 Zusammenfassung

Am Beispiel der Sinntalbrücke erkennt man, dass die Queraussteifung einer Brücke auch mit Rahmensystemen realisiert werden kann. Sowohl Verformungen als auch Beanspruchungen fallen im Vergleich zu Brücken, die mit Verbänden ausgesteift sind, nicht wesentlich größer aus. Durch die Ausbildung eines stabilen Querrahmens mit ausgewogenen Verteilungen der Steifigkeit kann einerseits der Nachweis der seitlichen Stabilität des

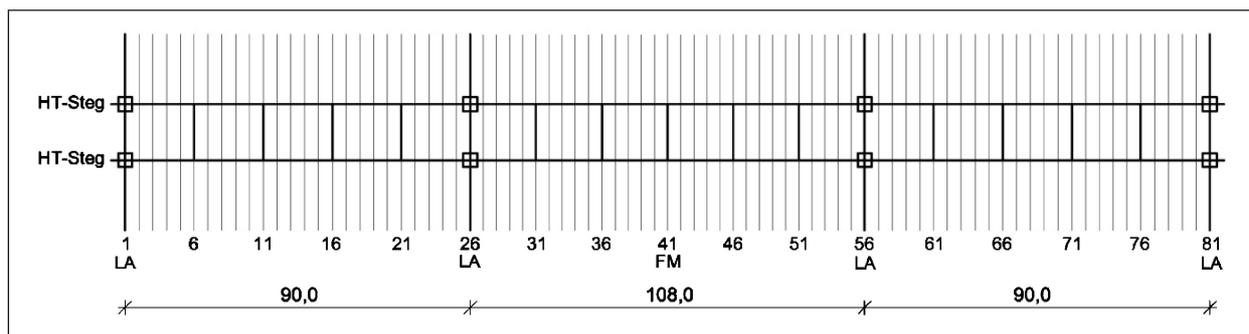
Hauptträger-Untergurts erbracht werden. Andererseits ergeben sich im Bereich des Anschlusses zwischen Querträger und Quersteife des Hauptträgers Querschnitte, die dazu geeignet sind, ermüdungswirksame Lasten sicher zu ertragen. Dabei wirkt sich in besonderem Maße die Möglichkeit, ermüdungsgerecht zu konstruieren, positiv aus.

Somit bleibt mit den Parameterstudien die Frage zu klären, ob diese positiven Aspekte, die für die Sinntalbrücke gelten, auch auf andere geometrische Verhältnisse und Steifigkeitsverteilungen übertragbar sind

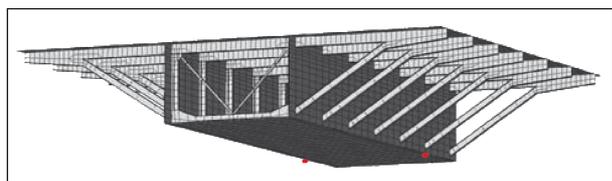
## 7.4 Ruhrtalbrücke Mintard (A 52)

### 7.4.1 Beschreibung des Modells

Der Querträgerabstand von 3,60 m ist Ausgangspunkt für die Einteilungen in Längsrichtung. Wie im realen Bauwerk sind die Querverbände in jeder fünften Querträgerachse mit einem Abstand von  $a_{QV} = 18,0 \text{ m}$  angeordnet. Als Vielfaches der Verbandsabstände ergeben sich die unterschiedlichen Stützweiten. Für das Modell wird ein Dreifeldträger mit den Stützweiten 90,0 m – 108,0 m – 90,0 m gewählt, wodurch der Regelbereich der Brücke gut abgebildet werden kann. Eine Modellierung der maximalen Spannweite von 126,0 m würde mit Blick auf die Gesamtbreite von 28,0 m das Datenvolu-



**Bild 91:** Übersicht des FE-Modells zur Nachrechnung der Ruhrtalbrücke Mintard



**Bild 92:** Ausschnitt des FE-Modells der Ruhrtalbrücke Mintard

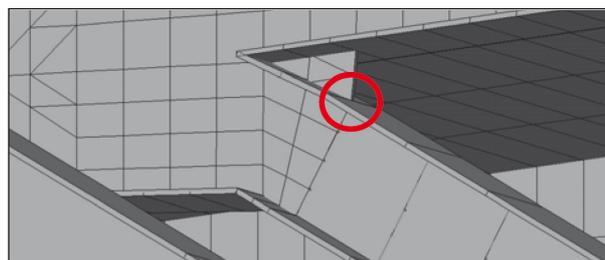
men erheblich vergrößern. Die Krümmung im Grundriss wird im Modell vernachlässigt (Kapitel 7.1). Das Bild 91 zeigt eine Übersicht des Modells im Grundriss und in Bild 92 ist ein Ausschnitt des FE-Modells dargestellt.

Die Schrägstreben werden als Stäbe modelliert. Über starre Koppellemente wird der Anschluss der Schrägstrebe an den Querträger simuliert, dessen Steg mit Schalenelementen abgebildet ist.

Die Abmessungen der einzelnen Bauteile wurden in Anlehnung an die wahren Verhältnisse gewählt. Eine Übersicht findet sich im Anhang D.

#### 7.4.2 Einflusslinien

Wie zuvor (Kapitel 7.2.2, 7.2.3 und 7.3.2) werden nachfolgend die Spannungen an den kritischen Details in Abhängigkeit einer in Querrichtung wandernden Achslast von  $2 \times 50 \text{ kN}$  für die Querträgerachse 41 (Feldmitte) ermittelt, um grundsätzliche Zusammenhänge bei Hohlkastenquerschnitten mit Schrägstreben beispielhaft zu erfassen. Die Spannungen werden an zwei Stellen ausgewertet. Die Auswertungsstelle 1 liegt wie zuvor im Gurt der Quersteife direkt vor dem Knotenblech des Querverbands (Bild 70 rechts), was dem kritischen Detailpunkt für den Schadenstyp IIb entspricht. Zur Auswertung der Spannungen, die für den Schadenstyp III relevant sind, werden die Beanspruchungen der Schrägstrebe direkt vor dem Knotenblech zum Anschluss an den Querträger in der oberen, äußeren Faser des Strebenquerschnitts aus-



**Bild 93:** Auswertungsstelle 2 für Schadenstyp III

gewertet (Auswertungsstelle 2, Bild 93). Die so ermittelten Verläufe der Spannungen sind im Bild 94 dargestellt. Auf eine Darstellung für eine Achse ohne Querverband wird verzichtet, da die Ergebnisse nur geringfügig unterschiedlich ausfallen.

Der blaue Verlauf für die Auswertungsstelle 1 nimmt im Bereich des Kastens einen ähnlichen Verlauf an wie er sich auch bei offenen Querschnitten ergibt (z. B. mit Bild 71). Bei einer Laststellung im Bereich des Hauptträgerstegs sind die kritischen Spannungen klein und erreichen ein Maximum zwischen den Hauptträgerstegen. Durch die Schrägstrebe reduzieren sich die Spannungen, wenn die Lasten auf dem Kragarm weiter nach außen wandern. Ein zweites Maximum stellt sich bei mittlerer Laststellung zwischen Hauptträgersteg und Schrägstrebenanschluss ein. Bei einer Laststellung im Bereich des Strebenanschlusses sind die Spannungen an der Auswertungsstelle 1 klein.

Die Spannungen an der Auswertungsstelle 2 setzen sich aus einem Normkraftanteil (rote Kurve) und einem Anteil infolge Biegemoment in der Strebe (grüne Kurve) zu einem Gesamtverlauf (lila Kurve) zusammen. Zunächst gibt es ähnlich wie bei der Auswertungsstelle 1 einen Nulldurchgang im Bereich des Hauptträgerstegs. Die Position des zweiten Fahrstreifens ist also günstig gewählt, wie aus dem Diagramm mit der Darstellung der tatsächlichen Lage der Fahrstreifen ersichtlich ist. Für den ersten Fahrstreifen mit dem überwiegenden Anteil des

Schwerlastverkehrs sind die Verhältnisse ungünstiger. Denn die maximalen Spannungen beider Auswertungsstellen im Bereich des Kragarms sind leicht gegeneinander verschoben, sodass sich keine pauschale Aussage über die optimale Lage des ersten Fahrstreifens unter Berücksichtigung beider Auswertungsstellen treffen lässt. Eine Betrachtung der berechneten Spannungen im Verhältnis zum jeweiligen Maximum für drei verschiedene Positionen des ersten Fahrstreifens in Tabelle 14 verdeutlicht die Problematik. Bei  $Y = 5,75$  m ergibt sich für die Auswertungsstelle 2 ein Maximum, für die Auswertungsstelle 1 liegt das Maximum bei  $Y = 8,15$  m. Die Mitte des tatsächlichen Fahrstreifens liegt zwischen diesen beiden Maxima bei  $Y = 6,65$  m. Demnach folgt aus einer Reduzierung der Beanspruchungen für einen kritischen Detailpunkt durch Verlegung des ersten Fahrstreifens eine Vergrößerung der kritischen Spannungen für den jeweils anderen Detailpunkt.

Y [m]	5,75	6,65	8,15
$\sigma$ Stelle 1 [N/mm <sup>2</sup> ]	59	85	100
$\sigma$ Stelle 2 [N/mm <sup>2</sup> ]	100	91	53

Tab. 14: Vergleich der Spannungen für drei verschiedene Positionen des ersten Fahrstreifens

Eine Reduzierung der Beanspruchung für beide Auswertungsstellen ergibt sich nur im Bereich des Seitenstreifens, da sich hier das Moment mit der Normalkraft am oberen Flansch der Strebe günstig überlagert. Jedoch ist diese Position für den Fahrstreifen des Schwerlastverkehrs nicht geeignet. Denn dadurch ergeben sich Umlagerungen der Beanspruchungen, die in anderen Tragwerksgliedern vergrößerte Spannungen hervorrufen. Neben größeren Torsionsmomenten für den Kasten, steigen auch die Druckkräfte für das ausgesteifte Bodenblech in Querrichtung deutlich an, da die Normalkräfte in der Schrägstrebe anwachsen (siehe rote Kurve in Bild 94). Vor dem Hintergrund, dass gerade beim Nachweis der Beulsicherheit für Bauwerke aus den 1960er Jahren Tragfähigkeitsdefizite auftreten, ist von einer entsprechenden Fahrstreifenverlegung unbedingt abzugehen. Auch im Hinblick auf die Erfahrungen die mit Nutzungserweiterungen durch dauerhafte Öffnung des Seitenstreifens für den Verkehr bei den Rheinbrücken (siehe u. a. Kapitel 3.8) gemacht wurden, ist eine Verlegung des ersten Fahrstreifens in den Seitenstreifen keine Option.

Mit Bild 94 wird ein weiterer Aspekt deutlich, der für die Bemessung der Schrägstrebe und der

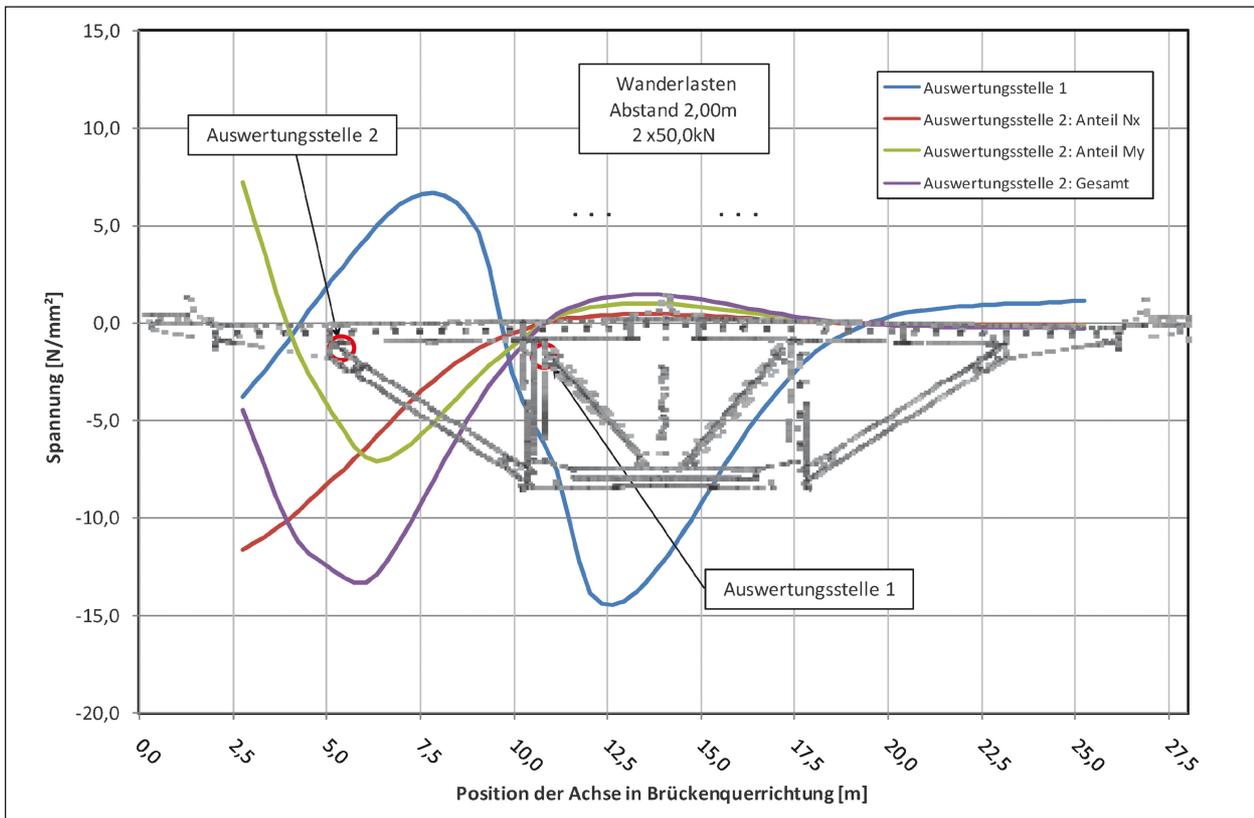


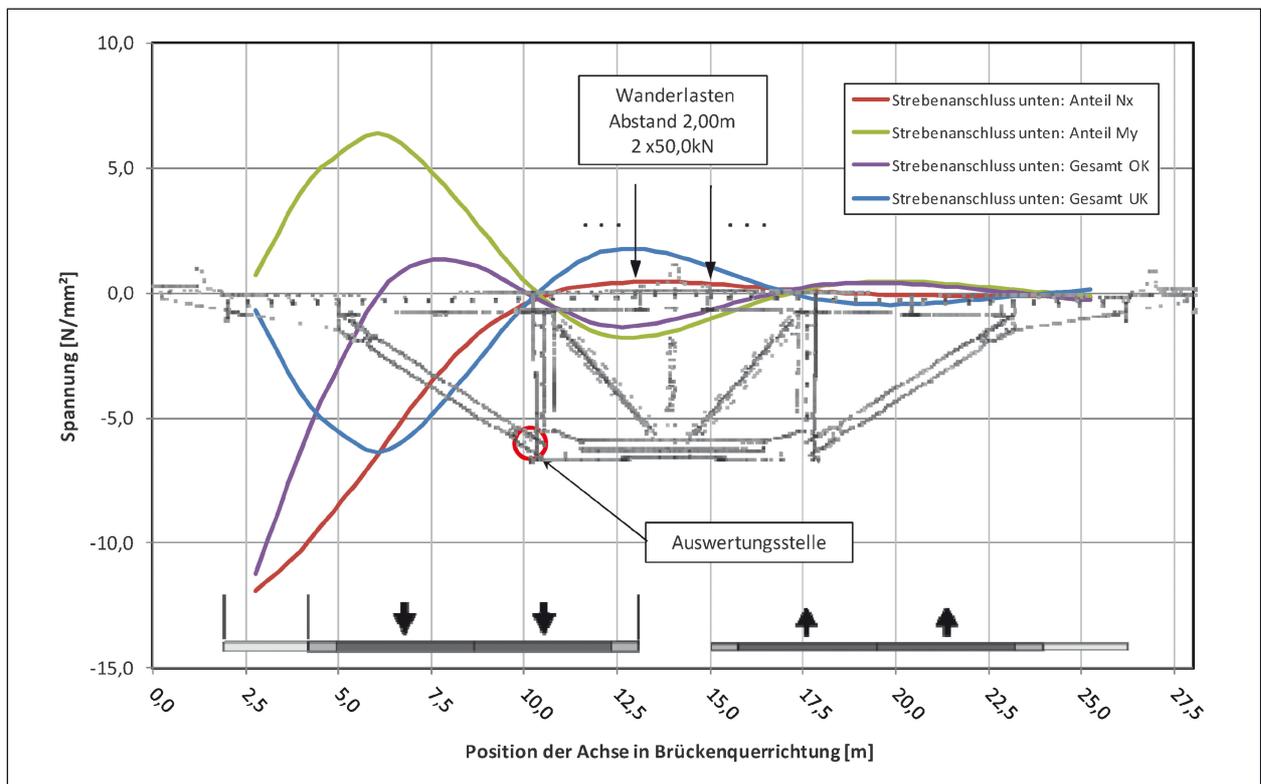
Bild 94: Einflusslinien in Querrichtung für die Achse 41 (Feldmitte) mit Verband infolge einer wandernden Achslast von 100 kN

Anschlüsse von großer Wichtigkeit ist. Das Maximum im Spannungsverlauf der Auswertungsstelle 2 (lila Kurve) setzt sich zu gleichen Teilen aus der Wirkung der Normalkraft und der Wirkung des Biegemoments zusammen. Der gleiche Effekt tritt auch am unteren Strebenanschluss auf, wie aus Bild 95 ersichtlich wird, da jedoch wegen des negativen Vorzeichens des Biegemoments in der unteren Querschnittsfaser der Strebe (blaue Kurve). In der oberen Querschnittsfaser der Strebe heben sich die Anteile gegenseitig auf (lila Kurve). Ebenso kehren sich die Verhältnisse um, wenn die Achsenlast in äußerster Position auf dem Kragarm steht. Diese Laststellung ruft also die maximalen Beanspruchungen im unteren Strebenanschluss hervor.

Eine pauschale Aussage zur optimalen Positionierung des Schwerverkehrsfahrtstreifens kann also bei Hohlkastenquerschnitten mit Schrägstreben nicht getroffen werden. Ob eine Verlegung der Fahrstreifen, wie im Fall der Rheinbrücken Leverkusen und Duisburg-Neuenkamp, sinnvoll ist, hängt von der Geometrie, den Steifigkeiten und der Ausbildung der Details ab und muss im Einzelfall entschieden werden.

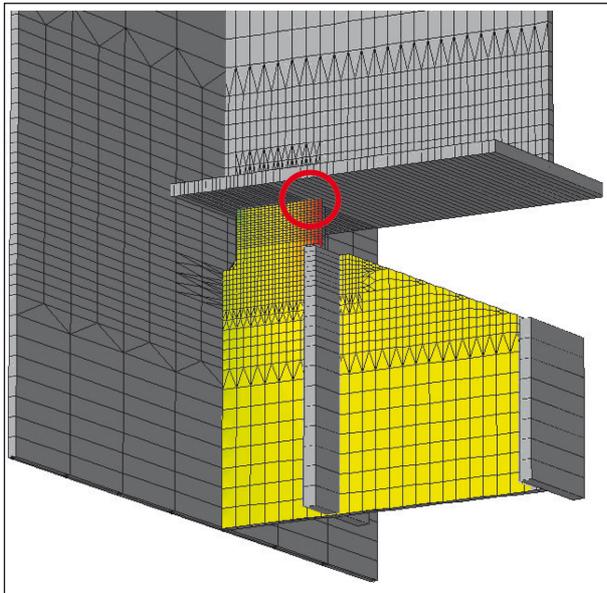
### 7.4.3 Gelenkausbildung

Wie in Kapitel 3.6.4 beschrieben ist, wurde durch gezielte Reduzierung der Steifigkeit im Anschluss zwischen Hauptträger-Quersteife und Querträger-Untergurt die Ausführung mit den rechnerischen Annahmen erfolgreich in Einklang gebracht. Obwohl auch der reduzierte Anschlussquerschnitt eine gewisse Biegesteifigkeit besitzt, die aus der Anforderung einer Querkraftübertragung im Anschluss resultiert, sind keine weiteren Ermüdungsschäden an diesen Stellen aufgetreten. Somit kann die Ruhrtalbrücke als positive Referenz für die Variante 6 dienen. Dazu werden die Spannungsschwingbreiten im reduzierten Anschluss für eine Überfahrt des LKW3 gemäß EMLM4 nach DIN EN 1991-2 bei  $Y = 7,50 \text{ m}$  ausgewertet. Die maximale Spannungsschwingbreite ergibt sich in der Querträgerachse 33 zu  $\Delta\sigma = 50,0 \text{ N/mm}^2$  bezogen auf  $10 \text{ mm}$  Blechdicke. Auch unter Berücksichtigung der vorhandenen Koppelkehlnaht mit  $a_w = 2 \times 6 \text{ mm}$  gemäß Bild 28, ist diese Spannung in ermüdungstechnischer Hinsicht verhältnismäßig groß. Bei einer feinen Vernetzung des Detailpunkts wie in Bild 96 dargestellt, werden strukturelle Spannungsspitzen erfasst und es ergibt



**Bild 95:** Einflusslinien in Querrichtung für die Achse 41 (Feldmitte) mit Verband infolge einer wandernden Achslast von  $100 \text{ kN}$  am unteren Strebenanschluss

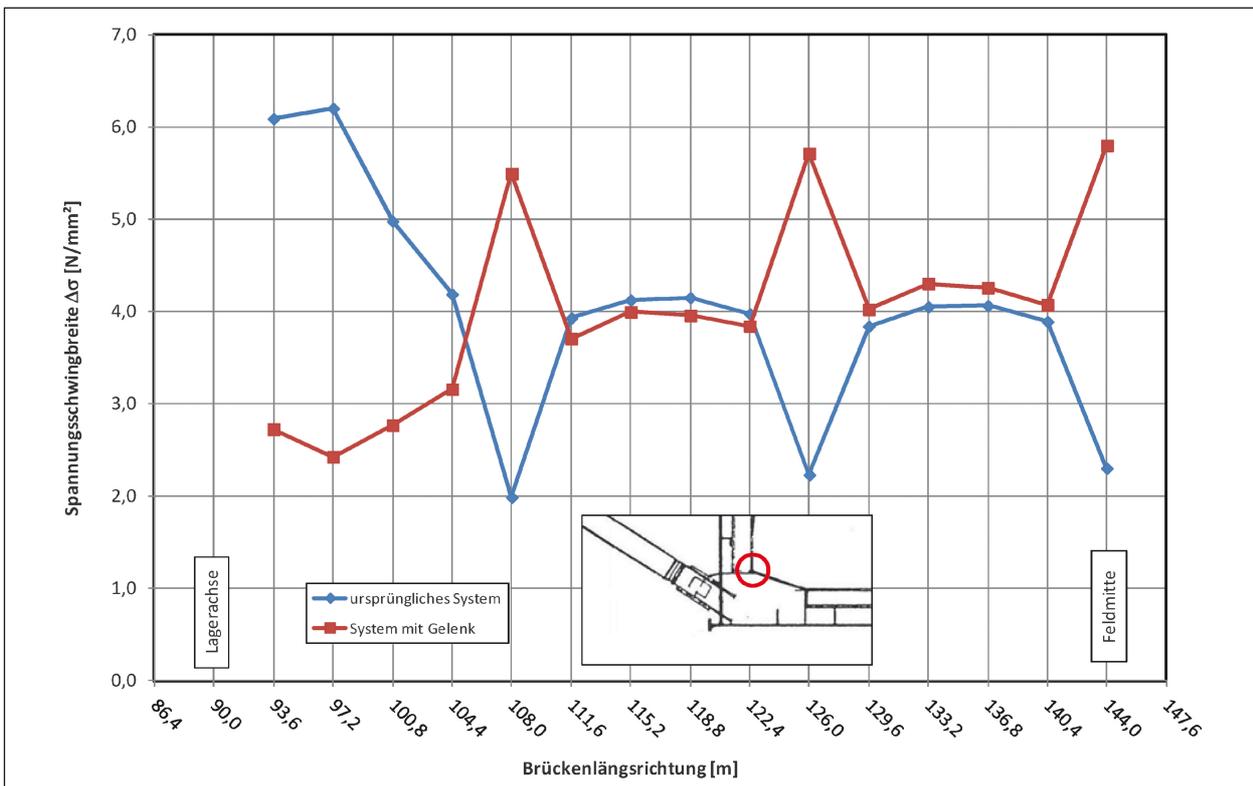
sich eine maximale Schwingbreite von  $\Delta\sigma = 75,0 \text{ N/mm}^2$ . Nach dem Strukturspannungskonzept gilt für eine Doppelkehlnaht die Kerbfallklasse 90, sodass auch auf diese Weise ein erneuter Ermüdungsriß nach kurzer Dauer rein rechnerisch zu erwarten ist.



**Bild 96:** Modellierung mit feiner Vernetzung des reduzierten Anschlusses und Lage der Auswertungsstelle mit farbiger Darstellung der Normalspannungen im Steg der Quersteife

Ein entsprechender Schaden ist jedoch nicht dokumentiert. Somit bleibt festzuhalten, dass die Effektivität dieser Instandsetzungsvariante nur durch die Erfahrungen mit der Ruhrtalbrücke Mintard jedoch nicht rechnerisch bestätigt werden können.

Die Beanspruchungen, die sich durch die Ausbildung des Gelenks vom oberen Anschluss der Quersteife an den Querträger zum unteren Anschluss der Quersteife an die querverlaufende Bodenblechsteife umlagern, gehen aus Bild 97 hervor. Darin sind die Spannungsschwingbreiten für die Querträgerachsen 27 bis 41 für die Überfahrt des LKW3 und die Systeme mit und ohne Gelenk gegenübergestellt. Da die Gelenkausbildung nur die Achsen ohne Verband betrifft, vergrößert sich die Beanspruchung in den Verbandsachsen, die als Folge der Gelenkausbildung im Vergleich zu den übrigen Achsen steifer sind und mehr Lasten anziehen. Die Änderungen in den Achsen mit Gelenk sind im Regelbereich klein. In Auflagernähe sind aber deutlich kleinere Spannungen zu verzeichnen. Jedoch ist die Größe der Beanspruchungen in allen Achsen klein und damit in beiden Systemen unkritisch.



**Bild 97:** Spannungsschwingbreiten vor und nach der Gelenkausbildung

## 8 Parameterstudien

### 8.1 Einschränkungen

Zu Vereinfachung gelten, wie schon für die Nachrechnungen einzelner Brücken, auch für die Parameterstudien die Einschränkungen aus Kapitel 7.1 in gleicher Weise. Diese sind hier nochmals in kurzer Form aufgeführt:

- statisches System eines Dreifeldträgers,
- konstante Querschnitte über die Länge,
- einheitliches Material S355,
- keine Krümmung im Grundriss,
- Fahrbahnplatte über gesamte Breite gleich.

Eine weitere Einschränkung bezieht sich auf die Gesamtbreite der Brückenquerschnitte. Mit Blick auf die Datenmengen und Berechnungszeiten beschränken sich die Untersuchungen nur auf Querschnitte mit einer Gesamtbreite von 14,0 m. Damit sind zahlreiche Brücken erfasst, die Platz für zwei oder drei Fahrstreifen bieten. Autobahnbrücken mit einteiligem Überbau für beide Richtungsfahrbahnen fallen mit dieser Einschränkung aus den Betrachtungen heraus. Allerdings sind die grundsätzlichen Prinzipien des Tragverhaltens, die mit diesen Parameterstudien untersucht werden sollen ohne Weiteres auch auf breitere Brückentypen übertragbar.

Schließlich werden nur Deckbrücken mit maximal zwei Hauptträgerachsen behandelt, bei denen das Haupttragwerk unterhalb der Fahrbahn liegt. Dieser Brückentyp korrespondiert mit den Bauwerken aus Kapitel 3.

### 8.2 Parameterbereich

#### 8.2.1 Allgemeines

Trotz der getroffenen Einschränkungen können weiterhin zahlreiche Geometrieparameter variiert werden. Um die Anzahl der möglichen Systeme überschaubar zu halten und gleichzeitig repräsentative Querschnitte zu erhalten, die einen möglichst großen Parameterbereich abdecken, werden minimale und maximale Grenzwerte in den Kapiteln 8.2.2 und 8.2.3 des baupraktischen Bereichs für die wesentlichen Einflussgrößen festgelegt und untereinander kombiniert. Die wesentlichen Einflussgrößen sind:

- Stützweite,
- Art und Schlankheit des Haupttragwerks (offen, Kastenquerschnitt),
- Abstand der Hauptträger,
- Abstand der Querträger.

Mit der Festlegung dieser Einflussgrößen werden die übrigen Parameter, welche die Querschnitte und Steifigkeiten im Detail definieren, so gewählt, dass nach überschläglicher Berechnung unter Ansatz der Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072 ausreichende Tragfähigkeiten vorhanden sind und baupraktisch übliche Verhältnisse vorliegen. Eine Variation dieser Querschnitte unter Beibehaltung der Steifigkeiten und Tragfähigkeiten durch Änderung von Blechdicken, Gurtbreiten und Steghöhen findet nicht statt.

#### 8.2.2 Offene Querschnitte

Die Stützweiten des Hauptfeldes werden zu 99 m und 63 m gewählt. Obwohl es zahlreiche Balkenbrücken mit größeren Spannweiten gibt, wird der obere Grenzwert zur Reduzierung des Datenvolumens und der Berechnungszeiten kleiner gewählt. Der Wert ist jedoch repräsentativ für eine große Anzahl ausgeführter Bauwerke und stellt keine Einschränkung für die allgemeine Analyse des Tragverhaltens im Vergleich zu größeren Spannweiten dar. Kleinere Spannweiten als 63 m sind für Stahlbrücken hingegen seltener. Um einen ungünstigen Verlauf der Schnittgrößen im Hauptfeld mit Durchlaufwirkung zu erzwingen, wird für die Randfelder eine ca. 20 % kleinere Stützweite gewählt. Damit ergibt sich das dargestellte statische System in Bild 98 mit den Spannweiten aus Tabelle 15, wobei die Lagerung analog zum Schema aus Bild 64 erfolgt.

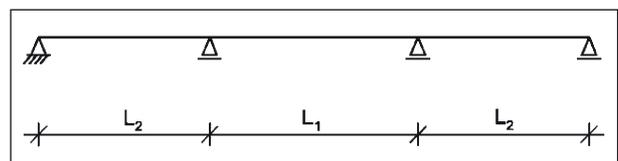


Bild 98: Statisches System für die Parameterstudien

Spannweiten	L1	L2
maximal	99,0	81,0
minimal	63,0	49,5

Tab. 15: Stützweiten für das statische System aus Bild 98 [m]

Spannweiten	min $\kappa_1$	max $\kappa_1$
99,0	5,50	3,70
63,0	3,50	2,30

Tab. 16: Hauptträgerhöhen für offene Querschnitte [m]

Übliche Schlankheiten ( $\kappa_1$  gemäß Kapitel 2.4) für Balkenbrücken mit offenem Querschnitt und zwei Hauptträgern liegen im Bereich von 18 bis 27. Damit ergeben sich für die Höhe der Hauptträger die Werte aus Tabelle 16.

Der Hauptträgerabstand ist die bestimmende Größe für das statische System des Querträgers. Die Wahl eines Hauptträgerabstands, der weniger als die doppelte Kragarmlänge beträgt, ist nicht sinnvoll. Ein geringerer Abstand als den Wert der halben Breite der gesamten Brücke wird beim Entwurf von Brücken in aller Regel nicht gewählt. Damit ergibt sich der minimale Hauptträgerabstand zu 7,00 m.

Der maximale Hauptträgerabstand folgt aus dem Ansatz, den ersten Fahrstreifen, der in der Regel zu einem großen Teil durch Schwerverkehr belastet ist, mit den Hauptträgerachsen im Sinne einer möglichst direkten Lasteinleitung zusammenzulegen. Eine Anordnung der Hauptträgerachsen im Abstand der gesamten Brückenbreite findet sich ausschließlich bei Konstruktionen mit obenliegendem Haupttragwerk, wie z. B. Bogen- oder Fachwerkbrücken. Unter dem Ansatz einer kleinen Kappenbreite von 0,25 m und einer Fahrstreifenbreite von 3,0 m ergibt sich ein Randabstand von  $0,25 + 3,0/2 = 1,75$  m und damit ein maximaler Hauptträgerabstand von  $14,0 - 2 \times 1,75 = 10,50$  m.

Der Querträgerabstand bestimmt die Ausbildung der orthotropen Fahrbahnplatte. Ältere Bauwerke mit Wulstflachstahl als Fahrbahnlängsrippe weisen üblicherweise kleine Querträgerabstände auf, da der Materialaufwand somit klein gehalten werden konnte. In [15] finden sich einige Beispielbauwerke, bei denen kein Querträgerabstand kleiner als 1,50 m ist. Orthotrope Fahrbahnplatten dieser Art sind vergleichsweise steif.

Heutzutage werden große Querträgerabstände bevorzugt und standardmäßig Trapezhohlrippen eingesetzt, da der Herstellungsaufwand auf diese Weise klein gehalten werden kann. Mit den verfügbaren Trapezhohlprofilen können unter Berücksichtigung der Vorgaben aus dem DIN FB 103 Kapitel IV-1 Abs. 1.2 Querträgerabstände bis zu 5,0 m er-

Nr.	Bezeichnung	L [m]	$a_{HT}$ [m]	$h_{HT}$ [m]	$a_{QT}$ [m]
1	99-0700-370-150	99,00	7,00	3,70	1,50
2	99-0700-370-450				4,50
3	99-0700-550-150			5,50	1,50
4	99-0700-550-450				4,50
5	99-1050-370-150		10,50	3,70	1,50
6	99-1050-370-450				4,50
7	99-1050-550-150			5,50	1,50
8	99-1050-550-450				4,50
9	63-0700-230-150	63,00	7,00	2,30	1,50
10	63-0700-230-450				4,50
11	63-0700-350-150			3,50	1,50
12	63-0700-350-450				4,50
13	63-1050-230-150		10,50	2,30	1,50
14	63-1050-230-450				4,50
15	63-1050-350-150			3,50	1,50
16	63-1050-350-450				4,50

Tab. 17: Übersicht des Parameterbereichs für offene Querschnitte mit zwei Hauptträgerachsen

reicht werden. Für die Parameterstudien wird ein maximaler Querträgerabstand von 4,50 m angesetzt. Orthotrope Fahrbahnplatten dieser Art sind vergleichsweise weich.

Mit dieser Wahl der wesentlichen Einflussgrößen ergeben sich 16 unterschiedliche Brückensysteme, die den folgenden Parameterstudien für die offenen Querschnitte zu Grunde liegen. Eine übersichtliche Zusammenstellung ist mit Tabelle 17 gegeben.

Angaben zu den konkret gewählten Bleckdicken, Gurtbreiten und Steghöhen sowie die Wahl der Querschnitte für die Längssteifen und die Verbandsstäbe finden sich im Anhang E. Diese Parameter werden, wie in Kapitel 8.2.1 bereits erwähnt, im Rahmen der hier angestellten Untersuchungen nicht verändert.

Es ist zu beachten, dass die Quersteifen der Systeme mit 99,0 m Spannweite mit und die Quersteifen der Systeme mit 63,0 m Spannweite ohne Gurt modelliert werden.

### 8.2.3 Hohlkastenquerschnitte

Die Betrachtungen zu Hohlkastenquerschnitten beschränken sich auf einzellige Querschnitte ohne Schrägstreben.

Spannweiten	min $\kappa_1$	max $\kappa_1$
99,0	4,50	3,30
63,0	3,00	2,10

Tab. 18: Hauptträgerhöhen für Hohlkastenquerschnitte in [m]

Hinsichtlich der Spannweite, dem Querträgerabstand und der Ausbildung der orthotropen Fahrbahnplatte entsprechen die Festlegungen für Hohlkastenquerschnitte denen für offene Querschnitte aus dem vorherigen Kapitel.

Die baupraktischen Schlankheiten von Hohlkastenquerschnitten unterscheiden sich hingegen von den Werten für offene Querschnitte. Entsprechend den Zusammenstellungen aus [15] sind Werte für  $\kappa_1$  von 21 bis 30 üblich. Damit ergeben sich die Hauptträgerhöhen nach Tabelle 18.

Der Abstand der Stegachsen eines Hohlkastenquerschnitts wird in der Regel nach anderen Gesichtspunkten gewählt als der Abstand der Hauptträger bei offenen Querschnitten. Kleinere Werte sind üblich, sehr große Abstände hingegen weniger sinnvoll. Daher werden für die Parameterstudien Abstände von 6,00 m und 8,00 m gewählt. Damit ergeben sich die grundlegenden Systemkombinationen, die in Tabelle 19 zusammengefasst sind. Übersichtszeichnungen der verschiedenen Grundrisse für offene Querschnitte sowie für Hohlkastenquerschnitte finden sich im Anhang F.

Die Quersteifen der Hauptträgerstege und Hauptträgerbodenbleche werden gleich und immer mit Gurt modelliert.

#### 8.2.4 Verbandsabstände

Inwieweit der Aussteifungsgrad  $\kappa_6$  Einfluss nimmt kann durch eine Variation des Verbandsabstands  $a_{QV}$  untersucht werden. Der Parameterbereich reicht dabei von einem engen Aussteifungsraster, bei dem in jeder zweiten Querträgerachse ein Verband angeordnet ist, bis hin zu einem groben Aussteifungsraster mit nur 3 oder 4 Querverbänden je Feld. Die hier gewählten Abstände sind abhängig vom Querträgerabstand, sodass ein gleichmäßiger Abstand nicht immer möglich ist. Die Tabelle 20 gibt eine Übersicht zu den untersuchten Abständen und den Bezeichnungen.

Hinsichtlich der Bezeichnungen ist folgender Hinweis zu beachten: Die angehängte Kennzeichnung

Nr.	Bezeichnung	L [m]	$a_{HT}$ [m]	$h_{HT}$ [m]	$a_{QT}$ [m]
1	99-600-330-150	99,00	6,00	3,30	1,50
2	99-600-330-450				4,50
3	99-600-450-150			4,50	1,50
4	99-600-450-450				4,50
5	99-800-330-150		8,00	3,30	1,50
6	99-800-330-450				4,50
7	99-800-450-150			4,50	1,50
8	99-800-450-450				4,50
9	63-600-210-150	63,00	6,00	2,10	1,50
10	63-600-210-450				4,50
11	63-600-300-150			3,00	1,50
12	63-600-300-450				4,50
13	63-800-210-150		8,00	2,10	1,50
14	63-800-210-450				4,50
15	63-800-300-150			3,00	1,50
16	63-800-300-450				4,50

Tab. 19: Übersicht des Parameterbereichs für einzellige Hohlkastenquerschnitte ohne Schrägstreben

Bezeichnung	L [m]	$a_{QT}$ [m]	$a_{QV}$ [m]
99-...-150-V0300	99,0	1,50	3,00
99-...-150-V0450			4,50
99-...-150-V0900			9,00
99-...-150-V1650			16,50
99-...-150-V1800		18,00	
99-...-450-V0450		4,50	4,50
99-...-450-V0900			9,00
99-...-450-V1800			18,00
63-...-150-V0300	63,0		1,50
63-...-150-V0450		4,50	
63-...-150-V0750		7,50	
63-...-150-V1500		15,00	
63-...-450-V0450		4,50	4,50
63-...-450-V0900			9,00
63-...-450-V1350			13,50

Tab. 20: Übersicht zur Variation der Verbandsabstände

z. B. V0750 für einen Verbandsabstand  $a_{QV} = 7,5$  m aus Tabelle 20 ist nicht zu verwechseln mit der angehängten Kennzeichnung V750 aus Tabelle 30, die bei der Instandsetzungsvariante 3 (Rahmenaussteifung) zur Bezeichnung der Verstärkungsart dient.

## 8.3 Einwirkungen

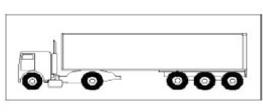
### 8.3.1 Verkehrslasten

Für Betrachtungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die Verkehrslasten gemäß DIN FB 101 oder DIN 1072 angesetzt.

### 8.3.2 Ermüdungslasten

Grundsätzlich ist in Deutschland der Ermüdungsnachweis bei Stahlbrücken mit dem Ermüdungslastmodell 3 nach DIN EN 1991-2 und dem Konzept der schadensäquivalenten Spannungen nach DIN EN 1993-2 zu führen. In diese Berechnung fließen bauwerksspezifische Geometrie- und Verkehrsdaten ein. Für eine allgemeine Betrachtungsweise können diese Parameter jedoch nicht sinnvoll gewählt werden. Vielmehr ist es sinnvoll, die Überfahrt eines einzelnen Fahrzeugs als Referenz heranzuziehen. Dazu eignen sich die Ermüdungslastmodelle 2 und 4 gemäß DIN EN 1991-2, da sie Belastungsangaben enthalten, die dem realen Verkehr entsprechen. Der Ermüdungsnachweis wird dann durch Anwendung der Schadensakkumulation nach PALMGREN und MINER durchgeführt. Entsprechend der Anmerkung zum Satz (3) des Kapitels 4.6.3 der DIN EN 1991-2 brauchen dabei nur die offensichtlich ungünstigsten Lastkraftwagen berücksichtigt werden. Im Rahmen der Parameterstudien wird vor diesem Hintergrund zur Vereinfachung der Lastkraftwagen 3 aus Tabelle 4.6 der DIN EN 1991-2 (Bild 99) als einziges Referenzfahrzeug angesetzt. Die Spannungsschwingbreite kann somit aus einer einzigen Überfahrt mit der ungünstigsten Anordnung in Querrichtung berechnet werden. Diese ergibt sich bei mittiger Anordnung eines Rads zwischen beiden Hauptträgerachsen.

Es sei darauf hingewiesen, dass entsprechend dem Nationalen Anhang zur DIN EN 1991-2 das Ermü-

1	2	3	4
Ansicht der Lastkraftwagen	Achsabstand (m)	Häufige Achslast (kN)	Reifenart (siehe Tabelle 4.8)
	3,20	90	A
	5,20	180	B
	1,30	120	C
	1,30	120	C
		120	C

**Bild 99:** Lastkraftwagen 3 des Ermüdungslastmodells 2; Auszug aus Tabelle 4.6 der DIN EN 1991-2 [5]

dungslastmodell 2 in Deutschland nicht anzuwenden ist. Das Gesamtgewicht des LKW3 beträgt 63,0 t, während das zulässige Gesamtgewicht gemäß StVO 44,0 t beträgt.

### 8.3.3 Sonstige Lasten

Im Rahmen der Parameterstudien werden keine Lasten aus Wind und Temperatur betrachtet.

## 8.4 Kritische Systeme für die Schadenstypen I und II

### 8.4.1 Allgemeines

Durch einfache theoretische Überlegungen am vereinfachten Ersatzmodell eines Quersystems gemäß Bild 60 lässt sich der Einfluss der einzelnen Parameter auf die Beanspruchungen der kritischen Details qualitativ bewerten. Welche Parameter bedeutenden Einfluss haben und welche Parameter die kritischen Spannungen nur in geringem Maß beeinflussen, wird anhand ausgewählter Systeme mit extremen Steifigkeitsverhältnisse und durch Variationen einzelner Parameter gezeigt. Auf diesem Wege sollen Systeme identifiziert werden, die an den kritischen Detailpunkten besonders hoch beansprucht sind. Für die Schadenstypen I und II sind die Beanspruchungen im Anschluss der Hauptträger-Quersteife an den Querträger-Untergurt repräsentativ.

Als Belastung wird eine Überfahrt des LKW3, wie in Kapitel 8.3.2 beschrieben, gewählt. Die Auswertungsstellen entsprechen denen aus Bild 70. Nur die maximalen Schwingbreiten differenziert nach Achsen mit oder ohne Verband werden miteinander verglichen.

### 8.4.2 Variation der Querträgersteifigkeit

Durch die Verdrehung der Rahmenecke wird in der Quersteife ein Moment erzwungen. Wenn die Verdrehungen durch die größere Steifigkeit des Querträgers abnimmt, wird das Zwangsmoment für die Quersteife kleiner. Somit ergibt sich folgender Zusammenhang: je kleiner die Biegesteifigkeit  $I_{QT}$  des Querträgers, desto größer die Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma$  im kritischen Anschluss.

Zur Untersuchung des quantitativen Einflusses der Biegesteifigkeit des Querträgers werden zwei Systeme betrachtet. Einerseits der Hohlkastenquer-

schnitt 63-600-210-150-V0450, der durch die Kastenform, die geringe Hauptträgerhöhe und den kleinen Querträgerabstand ein System mit sehr steifen Randbedingungen für den Querträger gegeben sind. Im Gegensatz dazu wird der offene Querschnitt 99-1050-550-450-V0900 mit größerer Hauptträgerhöhe und großem Querträgerabstand als System mit weichen Randbedingungen für den Querträger gewählt. Die gegensätzlichen Steifigkeitsverhältnisse können an den Steifigkeitsparametern nach Springer in Tabelle 21 abgelesen werden.

Zur Variation der Querträgersteifigkeit wird das Trägheitsmoment 2. Grades durch Änderung der Stegdicke und Untergurtabmessungen halbiert. Dadurch halbiert sich auch der Wert für  $\kappa_5$ . Die Ergebnisse der Variationen in Form von unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten gehen aus Tabelle 22 hervor.

Damit lässt sich festhalten, dass die Spannungsschwingbreiten durch eine Halbierung der Querträgersteifigkeit bei dem System mit steifen Randbe-

dingungen weniger ansteigen als bei dem System mit weichen Randbedingungen. Die Zuwächse liegen abhängig von den Randbedingungen in einem Bereich von 30 % bis 60 %.

### 8.4.3 Variation des Hauptträgerabstands

Ähnlich wie die Biegesteifigkeit des Querträgers, beeinflusst auch der Abstand der Hauptträger als Spannweite des Querträgers die Größe der Verdrehungen in der Rahmenecke und damit auch das Zwangsmoment für die Quersteife. Damit ergibt sich folgender Zusammenhang: je größer der Hauptträgerabstand  $a_{HT}$ , desto größer die Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma$  im kritischen Anschluss.

Zur Bestimmung des quantitativen Einflusses werden die Systeme aus dem vorherigen Kapitel gewählt, um weiche und steife Randbedingungen abzubilden. Als Variation wird der Hauptträgerabstand bei dem Hohlkastenquerschnitt von  $a_{HT} = 6,00$  m auf  $a_{HT} = 7,50$  m vergrößert, womit sich ein Verdoppeln des Steifigkeitsparameter  $\kappa_5$  ergibt. Für den offenen Querschnitt ist eine Vergrößerung des Hauptträgerabstands nicht sinnvoll, sodass hier eine Halbierung des Parameters  $\kappa_5$  durch eine Verkleinerung des Hauptträgerabstands von  $a_{HT} = 10,50$  m auf  $a_{HT} = 8,25$  m erfolgt.

Eine Halbierung der Querträgersteifigkeit durch eine größere Spannweite hat mit Differenzen im Bereich von 40 % bei steifen Randbedingungen größere Zuwächse zur Folge als bei weichen Randbedingungen, bei denen die Differenzen im Bereich von 30 % liegen. Dies steht im Gegensatz zu den Ergebnissen des vorherigen Kapitels.

		Hohlkasten 63-600-210-150-V0450 steife RB	offener Querschnitt 99-1050-550-450-V0900 weiche RB
Steifigkeit FB: $\kappa_2$ [-]		0,39	5,47
Verhältnis FB zu QT: $\kappa_3$ [-]	min $I_{QT}$	1,11	0,13
	max $I_{QT}$	2,22	0,26
Steifigkeit QS: $\kappa_5$ [-]		0,16	8,38

Tab. 21: Steifigkeitsparameter der Systeme zur Variation der Querträgersteifigkeit

		Hohlkasten 63-600-210-150-V0450 steife RB		offener Querschnitt 99-1050-550-450-V0900 weiche RB	
FB zu QT: $\kappa_3$ [-]		1,11	2,22	0,13	0,26
Verbands- achse	N/mm <sup>2</sup>	36,9	48,6	30,0	47,9
	[%]	100	132	100	160
normale Achse	N/mm <sup>2</sup>	34,1	43,9	27,1	43,3
	[%]	100	129	100	160

Tab. 22: Ergebnisse Variation  $I_{QT}$

		Hohlkasten 63- $a_{HT}$ -210-150-V0450 steife RB		offener Querschnitt 99- $a_{HT}$ -550-450-V0900 weiche RB	
HT-Abstand: $a_{HT}$ [m]		6,00	7,50	8,25	10,50
FB zu QT: $\kappa_3$ [-]		1,11	2,17	0,065	0,13
Verbands- achse	N/mm <sup>2</sup>	36,9	51,0	22,9	30,0
	[%]	100	138	100	131
normale Achse	N/mm <sup>2</sup>	34,1	47,5	20,6	27,1
	[%]	100	139	100	130

Tab. 23: Ergebnisse Variation  $a_{HT}$

Dieser Unterschied lässt sich mit der Wirkung der Fahrbahnplatte erklären, weil diese wie eine federelastische Bettung für den Querträger wirkt (vgl. Kapitel 8.4.4). Befindet sich die Belastung wie hier angesetzt im Feld des Querträgers, hat die Bettung des unbelasteten Kragarms eine zurückdrehende Wirkung für die Rahmenecke. Diese ist umso kleiner je kürzer der Kragarm ist. Bei einer Halbierung der Querträgersteifigkeit durch Vergrößerung des Hauptträgerabstands reduziert sich die Einspannungswirkung aus dem kürzer werdenden Kragarm gegenüber der gleich bleibenden Einspannungswirkung der Quersteife. Ist die Fahrbahn steif, lagern sich mehr Spannungen in die Quersteife um als bei einer weichen Fahrbahn.

#### 8.4.4 Variation der Fahrbahnplattensteifigkeit

Wie zuvor erwähnt, erzeugt die Fahrbahnplatte eine Verteilung der Belastung in Längsrichtung auf die benachbarten Quersysteme, da sie als Bettung des Querträgers angesehen werden kann. Diese Verteilung ist direkt abhängig von der Steifigkeit der Fahrbahnsteifen. Damit ergibt sich folgender Zusammenhang: je größer die Biegesteifigkeit der Fahrbahnplatte, desto kleiner die Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma$  im kritischen Anschluss. Jedoch ist die federelastische Bettung auch durch die Fahrbahn auch abhängig von der Querträgersteifigkeit selbst, da die Längssteifen in den benachbarten, unbelasteten Querträgerachsen ihrerseits federelastisch gestützt werden. Reduziert sich die Querträgersteifigkeit, dann reduziert sich auch die federelastische Bettung um das gleiche Maß. Daher ist die Variation unabhängig vom Parameter  $\kappa_3$ .

Es werden zwei Systeme untersucht, die sich durch den Grad der Einspannung aus der Quersteife unterscheiden. Als System mit weichen Randbedingungen wird der offene Querschnitt 99-0700-550-150-V0450 mit großer Hauptträgerhöhe gewählt. Die steifen Randbedingungen werden durch den Hohlkasten 63-800-210-450-V0900 repräsentiert.

Die Variation der Steifigkeit erfolgt mit der Art der numerischen Modellierung durch einfache Veränderung des Zahlenwerts für die Biegesteifigkeit der Fahrbahnsteife. Für den offenen Querschnitt wird das Trägheitsmoment 2. Grades von 1.300,0 cm<sup>4</sup> auf 650,0 cm<sup>4</sup> halbiert, bei dem Hohlkasten wird das Trägheitsmoment 2. Grades von

		Hohlkasten 63-800-210-450-V0900 steife RB		offener Querschnitt 99-0700-550-150-V0450 weiche RB	
$I_{FB,LS}$ [cm <sup>4</sup> ]		7.500	15.000	2600	1.300
Steifigkeit FB: $\kappa_2$ [-]		5,47	2,73	0,195	0,39
Steifigkeit QS: $\kappa_5$ [-]		0,47	0,47	2,79	2,79
Verbands- achse	N/mm <sup>2</sup>	55,7	51,3	32,9	36,1
	[%]	109	100	100	110
normale Achse	N/mm <sup>2</sup>	55,3	49,5	27,9	30,9
	[%]	112	100	100	111

Tab. 24: Ergebnisse Variation  $I_{FB,LS}$

7.500,0 cm<sup>4</sup> auf 15.000,0 cm<sup>4</sup> verdoppelt. Als Folge ändert sich der Steifigkeitsparameter  $\kappa_2$  entsprechend, wie aus Tabelle 24 ebenso hervorgeht. Außerdem finden sich die Ergebnisse der Variation in dieser Tabelle. Demnach liegen die Zuwächse der Spannungsschwingbreite im kritischen Anschluss als Folge einer Halbierung der Fahrbahnsteifigkeit in einem Bereich von 10 %.

#### 8.4.5 Variation des Querträgerabstands

Ähnlich wie die Biegesteifigkeit der Fahrbahnplatte, beeinflusst auch der Querträgerabstand als Spannweite der Fahrbahnplatte die Größe der Lastverteilung in Längsrichtung. Damit ergibt sich folgender Zusammenhang: je größer der Querträgerabstand  $a_{QT}$ , desto größer die Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma$  im kritischen Anschluss.

Da das Aussteifungsraster vom Querträgerabstand abhängig ist, sich bei der Variation aber nicht ändern soll, sind nur bestimmte Kombinationen aus Hauptträgerspannweite, Querträgerabstand und Verbandabstand möglich. Daher wurde zur Darstellung steifer Randbedingungen ein Hohlkastenquerschnitt gewählt, der nicht in Tabelle 19 enthalten ist. Da auch hier die Variation unabhängig vom Verhältnis der Steifigkeiten zwischen Fahrbahnplatte und Querträger ist, wurde ein Hohlkastenquerschnitt mit großer Schlankheit gewählt. Hingegen stellt ein offener Querschnitt mit geringer Schlankheit die weichen Randbedingungen dar.

Die Änderung des Querträgerabstands wird so gewählt, dass sich der Parameter  $\kappa_2$  verdoppelt, was

einer Halbierung der Fahrbahnplattensteifigkeit entspricht.

Im Ergebnis (Tabelle 25) liegen die Vergrößerungen der Spannungsschwingbreite in einem Bereich von 7 % bis 16 % je nach Randbedingungen. Der Unterschied zu den Ergebnissen des vorherigen Abschnitts liegt an der gleichzeitigen Vergrößerung der Lasteinzugsfläche für den Querträger. Dadurch ändert sich die Durchbiegungsdifferenz benachbarter Querträger, wodurch die federelastische Bettung ebenfalls größer wird.

Zusammenfassend lässt sich mit den Variationen aus diesem und dem vorherigen Kapitel festhalten, dass eine Halbierung der Fahrbahnplattensteifigkeit Änderungen der kritischen Spannungsschwingbreite mit Größenordnungen um 10 % bewirken.

		Hohlkasten 72-600-300-a <sub>QT</sub> -V2400 steife RB		offener Querschnitt 99-0700-550-a <sub>QT</sub> -V0900 weiche RB	
QT-Abstand a <sub>QT</sub> [m]		4,00	4,80	1,80	1,50
Steifigkeit FB: κ <sub>2</sub> [-]		3,41	7,08	0,81	0,39
Steifigkeit QS: κ <sub>5</sub> [-]		1,21	1,45	1,21	2,79
Verbandsachse	N/mm <sup>2</sup>	31,4	33,8	41,6	36,1
	[%]	100	107	115	100
normale Achse	N/mm <sup>2</sup>	28,8	30,9	36,4	31,4
	[%]	100	107	116	100

Tab. 25: Ergebnisse Variation a<sub>QT</sub>

#### 8.4.6 Variation der Hauptträgerhöhe

Die Steifigkeit der Quersteife als Bauteil nimmt mit größerer Bauteillänge ab, sodass sich die Fahrbahnplatte weniger stark in den ausgesteiften Hauptträger einspannt. Damit ergibt sich folgender Zusammenhang: je größer die Hauptträgerhöhe h<sub>HT</sub>, desto kleiner die Spannungsschwingbreite Δσ im kritischen Anschluss. Demnach beschränken die baupraktischen Schlankheiten von Brücken den Einfluss der Hauptträgerhöhe. Dieser Bereich ist durch die Wahl des Parameterbereichs in den Kapiteln 8.2.2 und 8.2.3 abgedeckt. Eine Analyse aller Systeme mit unterschiedlichen Aussteifungsgraden (Tabelle 29) führt zu den Ergebnissen aus der Tabelle 26.

Es zeigt sich, dass die Beanspruchungen im kritischen Anschluss bei großen Schlankheiten κ<sub>1</sub> zwischen 20 % und 50 % größer sind, als bei geringen Schlankheiten. Bei Hohlkastenquerschnitten vergrößern sich die Beanspruchungen mit gedrunge- nen Querschnitten um 10 % bis 25 % im Vergleich zu Querschnitten mit großer Konstruktionshöhe.

#### 8.4.7 Variation der Quersteife

Die Querschnittsform der Quersteife beeinflusst die Größe der kritischen Beanspruchung sowohl durch ihrer Steifigkeit als auch durch ihren Widerstand. Allerdings verändern sich beide Querschnittsgrößen bei einer Variation der einfach symmetrischen Quersteife nicht in gleicher Art und Weise. Nachfolgende Betrachtungen dienen zur Veranschaulichung, welche Querschnittsformen günstig und welche ungünstig im Hinblick auf die Spannungsschwingbreite Δσ im kritischen Anschluss sind.

		offene Querschnitte								Hohlkastenquerschnitte							
		Verbandsachse				Verbandsachse				Verbandsachse				Verbandsachse			
		99-0700-h <sub>HT</sub> -150-V0300		63-1050-h <sub>HT</sub> -450-V0450		99-0700-h <sub>HT</sub> -150-V1800		63-1050-h <sub>HT</sub> -150-V0300		63-800-h <sub>HT</sub> -150-V0750		99-800-h <sub>HT</sub> -450-V0900		63-800-h <sub>HT</sub> -150-V0300		99-800-h <sub>HT</sub> -450-V0900	
h <sub>HT</sub> [m]		370	550	230	350	370	550	230	350	210	300	330	450	210	300	330	450
Δσ	N/mm <sup>2</sup>	43,5	36,1	104	69,1	38,9	31,7	83,4	58,8	54,8	50,3	47,4	38,8	50,3	45,0	43,9	35,7
	[%]	120	100	150	100	123	100	142	100	109	100	122	100	112	100	122	100

Tab. 26: Ergebnisse Variation h<sub>HT</sub>

Dazu wird das Systems 63-1050-350-450-V0900 mit offenem Querschnitt zur Variation des Quersteifenquerschnitts exemplarisch verwendet. Über eine Veränderung der Steghöhe  $h_{QS}$  und des Gurtquerschnitts ( $b_{QS,UG}$  und  $t_{QS,UG}$ ) erhält man unterschiedliche Konfigurationen. In Tabelle 27 sind die angesetzten Abmessungen angegeben. Es ergeben sich  $4 \times 5 = 20$  verschiedene Steifenquerschnitte.

Die berechneten Spannungsschwingbreiten sind in Abhängigkeit des Trägheitsmoments der Quersteife in Bild 100 aufgetragen. Darin steht jeder der vier Kurven für eine der vier verschiedenen Steghöhen. Der Verlauf jeder einzelnen Kurve ergibt sich aus den unterschiedlichen Gurtquerschnitten.

Zunächst lässt sich ablesen, dass mit größerem Gurtquerschnitt die kritischen Spannungen deutlich abnehmen. Verbindet man gedanklich die Punkte der vier Kurven mit gleichem Gurtquerschnitt (z. B. die oberen Punkte für Quersteifen ohne Gurt) ist zu erkennen, dass eine reine Vergrößerung der Bau-

höhe immer zu größeren Spannungen führt, obwohl das Trägheitsmoment zunimmt. Denn die Steifigkeit ( $I_{QS}$ ) wächst dann überproportional zum Widerstand ( $W_{QS}$ ) an. Bei einer reinen Vergrößerung des Gurtquerschnitts steigt hingegen der Widerstand überproportional zur Steifigkeit an.

Verbindet man die unteren Punkte der vier Kurven gedanklich miteinander, so zeigt sich, dass sich eine Vergrößerung der Bauhöhe bei einem ausgeprägten Gurtquerschnitt kaum auswirkt. Grund ist einerseits die günstigere Schwerpunktlage der Quersteife, die das Verhältnis zwischen Steifigkeit und Widerstand bestimmt. Andererseits ändert sich die Verteilung der Beanspruchungen im Quersystem bei sehr steifen Quersteifen nur noch in geringem Maße, da das Bauteil im Verhältnis zu den anderen Elementen des Quersystems als starr angesehen werden kann.

Es kann festgehalten werden, dass Quersteifen ohne Gurt ungünstiger sind als solche mit ausgeprägtem Gurt. Große Unterschiede in der Bauhöhe zwischen Querträger und Quersteife sind ebenfalls kritisch. Ausgewogene Verhältnisse bei der Ausbildung der Quersteifen auch im Verhältnis zu den übrigen Elementen des Quersystems sind unkritisch.

Steg [mm]	Gurt [mm]
175 x 10	kein Gurt
200 x 10	50 x 5
250 x 10	80 x 8
300 x 10	160 x 10
	200 x 15

Tab. 27: Untersuchte Konfigurationen der Quersteife

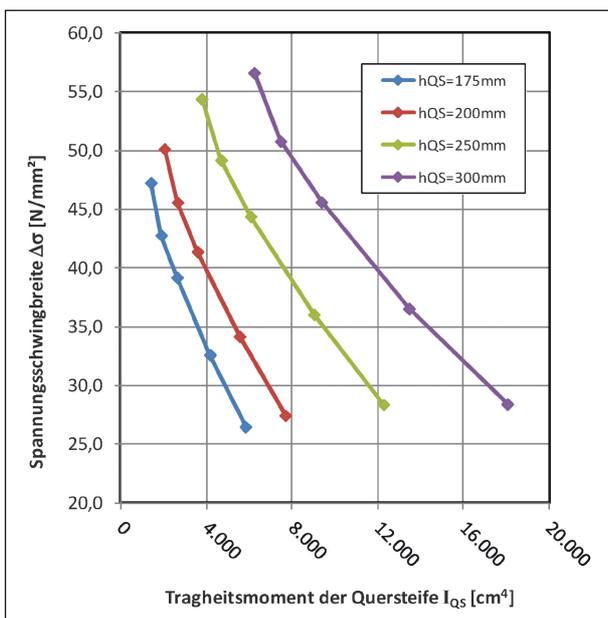


Bild 100: Spannungsschwingbreiten bei Variation der Quersteifen

### 8.4.8 Einfluss des Hauptträger-Untergurts

Bei offenen Querschnitten wirkt der Hauptträger-Untergurt für das Quersystem wie eine horizontale Feder am Fußpunkt des Rahmens. Je steifer diese Feder ist, desto größer ist die Einspannung durch die Quersteife. Allerdings ist diese Wirkung im Bereich von Verbänden unerheblich, da der Verband eine horizontale Verformung der Untergurte gegenüber der Fahrbahnplatte verhindert. Sind keine Verbände vorhanden oder ist der Abstand zur nächsten Verbandsache groß, so nimmt die Bedeutung der Quersteifigkeit des Hauptträger-Untergurts zu, gleichzeitig nimmt die Größe der kritischen Beanspruchung ab (vgl. Bild 103). Eine Vergrößerung der Quersteifigkeit des Hauptträger-Untergurt kann maximal die Beanspruchungen hervorrufen, die auch im Bereich der Verbände auftreten. Insofern ist der Einfluss der Hauptträger-Untergurte für die Bestimmung der kritischen Systeme nicht relevant.

### 8.4.9 Einfluss der Hauptträger-Längssteifen

Die Längssteifen des Hauptträgerstegs dienen zur Beulaussteifung und wirken, ähnlich wie die Längssteifen der Fahrbahnplatte für den Querträger, wie

eine federelastische Bettung für die Quersteife. Daher vergrößert sich die Einspannwirkung der Quersteife bei steiferen Längsbeulsteifen. Allerdings ist der Querschnitt für diese Steifen verglichen mit denen der Fahrbahnplatte in der Regel kleiner und deren Abstand untereinander im Vergleich zum Steifenabstand in der Fahrbahnplatte größer, sodass sich eine wesentlich geringere Bettungszahl ergibt. Somit ist der Einfluss der Hauptträger-Längssteifen kleiner als der Einfluss der Fahrbahnplatte, der gemäß Kapitel 8.4.4 und Kapitel 8.4.5 in einem Bereich von 10 % liegt. Also kann die Wirkung der Hauptträger-Längssteifen vernachlässigt werden, wie es auch schon in [15] festgehalten ist.

#### 8.4.10 Variation des versteiften Bodenblechs

Die Wirkung des ausgesteiften Bodenblechs bei Hohlkastenquerschnitten ist vergleichbar mit der Wirkung der orthotropen Fahrbahnplatte. Je steifer das Bodenblech ist, desto größer ist dessen Einspannwirkung für die Quersteife. Als Folge wird die Quersteife im Verhältnis zum Querträger steifer und die Einspannung des Querträgers in die Quersteife größer. Gleichzeitig kann sich aber das Einspannmoment im kritischen Anschluss von der oberen Rahmenecke zur unteren Rahmenecke umlagern. Welcher Einfluss überwiegt, soll mit folgender Variation untersucht werden.

Die größte Wirkung des Bodenblechs wird bei kleiner Hauptträgerhöhe sowie kleinem HA-Abstand erreicht. Eine Variation der Bodenblechsteifigkeit erfolgt durch Änderung der Trägheitsmomente 2. Grades der quer und längs verlaufenden Bodenblechsteifen am System 63-0600-210-150. Zwei verschiedene Verbandsabstände werden untersucht, um die stützende Wirkung der Verbände für das Bodenblech zu erfassen. Weiterhin werden die Spannungen für ein weiches und ein steifes Bodenblech ermittelt (Tabelle 28).

a <sub>QV</sub> [m]		4,50		15,00	
		weich	steif	weich	steif
Bodenblech					
I <sub>BB, QS</sub> [cm <sup>4</sup> ]		7.887	29.277	7.887	29.277
I <sub>BB, LS</sub> [cm <sup>4</sup> ]		250	7.500	250	7.500
Verbandsachse	N/mm <sup>2</sup>	36,9	36,9	35,7	36,1
	[%]	100	100	100	101
normale Achse	N/mm <sup>2</sup>	33,9	34,1	34,7	35,4
	[%]	100	101	100	102

Tab. 28: Ergebnisse Variation Steifigkeit Bodenblech

An den Zahlen wird deutlich, dass die Steifigkeit des Bodenblechs unbedeutend für die Beanspruchungen im kritischen Anschluss ist.

Vor dem Hintergrund, dass Bauwerke aus den 1960 Jahren Defizite beim Nachweis ausgesteifter Beulfelder aufweisen und daher häufig Beulverstärkungen der Bodenbleche vorgenommen werden müssen, ist diese Unabhängigkeit von großer Wichtigkeit.

#### 8.4.11 Einfluss des Querverbands

Im Vergleich unterscheiden sich die ermittelten Veränderungen der Verbandsachsen von denen in den normalen Achsen aus den Kapiteln 8.4.2 bis 8.4.10 nur unwesentlich. Dieser geringe Einfluss ist bedingt durch die üblicherweise geringe Biegesteifigkeit der Verbandsstäbe, die nur hinsichtlich einer ausreichenden Knicksicherheit gewählt wird. Da sich die Änderungen auch ausschließlich auf die Verbandsachsen auswirken, ist die Steifigkeit der Verbandsstäbe für die Bestimmung kritischer Systeme unbedeutend.

#### 8.4.12 Zusammenfassung

Mit den Betrachtungen der Kapitel 8.4.2 bis 8.4.11 kann resümiert werden, dass die kritische Spannungsschwingbreite bei den Schadenstypen I und II im Wesentlichen von den Steifigkeiten der Querträger und Quersteifen beeinflusst wird. Geringen Einfluss hat die Steifigkeit der Fahrbahnplatte. Die übrigen Parameter sind unbedeutend. Damit sind kritische Systeme wie folgt gekennzeichnet:

- geringe Hauptträgerhöhe,
- großer Hauptträgerabstand,
- schlanke Querträger,
- Quersteifen ohne Gurt,
- weiche Fahrbahnplatte.

An dieser Stelle wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass Brücken, die aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse, an den kritischen Details nur geringe Beanspruchungen aufweisen und somit nicht zu den in diesem Kapitel ausgewiesenen kritischen Systeme gehören, trotzdem von Kategorie-3-Schäden betroffen sein können. Denn ebenso wie die Größe der Beanspruchungen ist auch die Größe der Beanspruchbarkeiten maßgebend. Diese Widerstände sind im Hinblick auf Ermüdung auch zu einem gro-

ßen Teil von der Konstruktionsweise im Detail, der Material- und Ausführungsqualität abhängig.

## 8.5 Kritische Systeme für den Schadenstyp III

Die Schadensfälle vom Typ III aus Kapitel 3 sind im Wesentlichen auf ungünstige Detailausbildung, schlechte Material und Ausführungsqualität zurückzuführen. Die Größe der Beanspruchungen hat hier weniger Bedeutung. Daher werden an dieser Stelle für den Schadenstyp III keine weiteren Untersuchungen angestellt.

## 8.6 Variante 2: Zusätzliche Querverbände

### 8.6.1 Untersuchte Variationen von $\kappa_6$

Zur Untersuchung, wie sich eine Variation auf die Spannungsschwingbreiten der kritischen Detailpunkte auswirkt, werden die Systeme aus den Kapiteln 8.2.2 und 8.2.3 mit unterschiedlichen Abständen der Querverbände betrachtet. Die Wahl möglicher Abstände  $a_{QV}$  ist abhängig vom Querträgerabstand und der Spannweite und führt bei großen Werten zu leicht unregelmäßigen Abständen. Die Tabelle 29 zeigt die untersuchten Variationen mit

Spannweite L [m]	Abstand Querträger $a_{QT}$ [m]	Abstand Querverband $a_{QV}$ [m]	$\kappa_6$ [-]
99,0	1,50	3,00	33,0
		4,50	22,0
		9,00	11,0
		16,50	6,0
		18,00	5,5
	4,50	4,50	22,0
		9,00	11,0
		18,00	5,5
63,0	1,50	3,00	21,0
		4,50	14,0
		7,50	8,4
		15,00	4,2
	4,50	4,50	14,0
		9,00	7,0
		13,50	4,7

Tab. 29: Variationen der Querverbandsabstände

den zugehörigen Werten des Aussteifungsgrad nach Springer [15] gemäß Kapitel 2.4. Sie gilt sowohl für offene Querschnitte als auch für Hohlkastenquerschnitte gleichermaßen.

Zur Ermittlung der Spannungsschwingbreiten wird, wie in Kapitel 8.3.2 beschrieben, eine Überfahrt des LKW3 entsprechend Bild 99 simuliert. Die Auswertung findet für das mittlere Feld von der Lagerachse bis zur Feldmitte in allen Achsen statt. Die Auswertungsstellen entsprechen denen aus Bild 70.

### 8.6.2 Ergebnisse

Beispielhaft sind die Ergebnisse für das offene System 99-700-550-150 in Bild 102 grafisch aufbereitet. Es lässt sich deutlich erkennen, dass sich die Achsen mit Querverband von den übrigen Achsen durch größere Zahlenwerte der Spannungsschwingbreiten unterscheiden. Unabhängig vom Abstand der Querverbände nimmt die Spannungsschwingbreite in allen Verbandsachsen Werte gleicher Größenordnung an. In den Achsen ohne Verband unterscheiden sich die berechneten Werte bei großem  $a_{QV}$  abhängig von ihrer Lage zum Verband. Eine Reduzierung der Schwingbreiten durch eine Verkleinerung von  $a_{QV}$  kann aus Bild 102 jedoch nicht abgelesen werden, da die maximalen Werte im Wesentlichen aus einer direkten Belastung der Quersysteme resultieren. Vielmehr lässt sich an dem Verlauf für den Abstand  $a_{QV} = 18,0$  m erkennen, dass sich die minimalen Werte der Schwingbreite in den Achsen mit dem größten Abstand zum Querverband einstellen. Hier können sich die Verformungen des Querschnitts aus direkter Belastung ungehindert einstellen.

Eine vollständige Zusammenstellung der maximalen Spannungsschwingbreiten für alle Systeme differenziert nach Querschnittsart, Abstand  $a_{QV}$  und Achsen mit oder ohne Verband findet sich im Anhang G. An diesen Zahlen wird deutlich, dass sich auch für die anderen untersuchten Konfigurationen keine nennenswerten Vorteile aus engeren Aussteifungsrastern ergeben. Für die Verbandsachsen liegen die Änderungen im Bereich von 0 % bis 4 %. In den übrigen Achsen liegen die Änderungen im Bereich von 0 % bis 7 %.

Die Vergrößerungen der Eigengewichte, die durch zusätzliche Verbände hervorgerufen werden, liegen in einem Bereich von 0,3 % bis 2,3 %. Durch einfache geometrische Überlegungen ist es leicht nachvollziehbar, dass bei Brücken mit offenem Quer-

schnitt, großem Hauptträgerabstand und hohen Hauptträgern die größten Zusatzgewichte zu verzeichnen sind. Folglich nehmen die Zuwächse bei Hohlkastenquerschnitten mit kleinem Hauptträgerabstand und niedriger Bauhöhe die kleinsten Werte an.

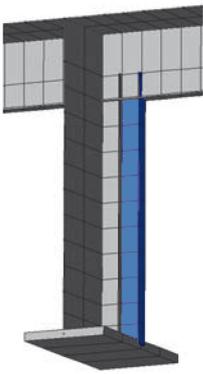
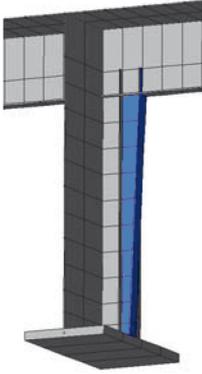
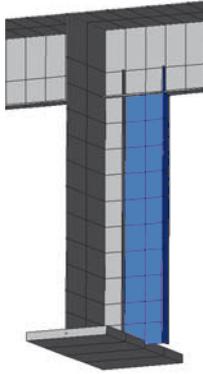
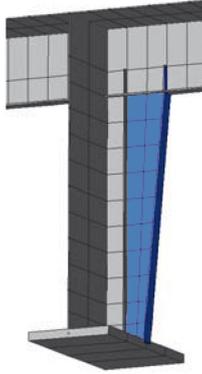
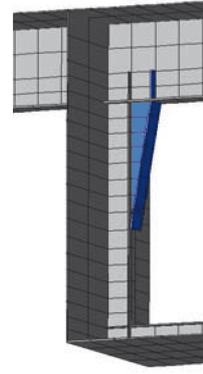
## 8.7 Variante 3: Rahmenaussteifungen

### 8.7.1 Untersuchte Variationen der verstärkenden Bauteile

Bei den offenen Querschnitten werden Verstärkungen der Quersteifen sowohl mit konstantem als auch mit veränderlichem Querschnitt über die gesamte Bauteilhöhe betrachtet. Sie werden mit „K“ und „V“ bezeichnet. Ausgehend von 250 mm hohen Quersteifen im unverstärkten Zustand, werden zwei verschiedene Varianten der Verstärkung untersucht, die sich durch die neue Bauhöhe der verstärkten Quersteife am kritischen Anschluss unterscheiden. Sie werden abhängig vom jeweiligen System mit 500 mm und 750 mm so gewählt, dass die gesamte Konstruktionshöhe der verstärkten Quersteifen kleiner oder gleich der Querträgerhöhe ist. Die veränderlichen Verstärkungen verjüngen sich bis zum Fußpunkt der Querrahmen um die Hälfte.

Bei den Hohlkastenträgern werden nur veränderliche Verstärkungen mit einer Gesamthöhe der verstärkten Quersteife von 500 mm betrachtet. Weiterhin werden die Quersteifen anders als bei den offenen Querschnitten nicht über die gesamte Bauteilhöhe verstärkt. Denn ein Anschluss der verstärkenden Bauteile an den Querträger und die Quersteife des Bodenblechs gleichermaßen, würde Zwangsbeanspruchungen durch behinderten Schrumpfverformungen hervorrufen und wäre somit kontraproduktiv.

Eine Übersicht der unterschiedlichen Verstärkungen mit Darstellungen der numerischen Umsetzung ist mit Tabelle 30 gegeben. Die Gurte der verstärkenden Bauteile werden so gewählt, dass ein ermüdungsgerechter Schweißnahtanschluss in Verbindung mit einer maximalen Gurtfläche möglich ist. Dazu wird die Gurtbreite um 20 mm kleiner als die Gurtbreite des Querträgers gewählt, so dass auch die kurzen Kanten im Schweißnahtanschluss mit guter Qualität verschweißt werden können. Weiterhin ergeben sich für die Gurtdicke Beschränkungen aus der Kerbfalltabelle 8.5 der DIN EN 1993-1-9 (siehe Bild 101). Für die folgenden Untersuchungen wird die Länge  $l$  auf 50 mm begrenzt, um den Kerbfall 80 ansetzen zu können. Weiterhin wird die Blechdicke auf den 1,5-fachen Wert der Dicke des Querträger-Unter-

Offene Querschnitte				Hohlkastenquerschnitte
K500	V500	K750	V750	V500
				
$h_{QS}=250+250=500$ mm	$h_{QS}=250+250=500$ mm $h_{QS}=250+125=375$ mm	$h_{QS}=250+500=750$ mm	$h_{QS}=250+500=750$ mm $h_{QS}=250+250=500$ mm	$h_{QS}=250+250=500$ mm $h_{QS}=250$ mm
Verstärkende Bauteile über die gesamte Höhe				Länge der verstärkenden Bauteile: 1,25 m
Hinweis: Kennzeichnung V750 ist nicht zu verwechseln mit der Kennzeichnung V0750 aus der Tabelle 20!				

Tab. 30: Übersicht der unterschiedlichen Verstärkungen (blau markiert) zur Rahmenaussteifung

gurts beschränkt, um ausgewogene Verhältnisse zu erhalten.

Neben den verstärkten Systemen werden auch Systeme ohne Verstärkungen untersucht (Kennzeichnung durch K250). Dabei ergeben sich die Verbesserungen nur dadurch, dass die Verbände und damit auch die ungünstigen Kerbdetails aus dem Tragwerk entfernt werden und durch ein neues Verschweißen des Anschlusses zwischen Quersteife und Querträger-Untergurt eine bessere Einstufung in eine höhere Kerbfallklasse möglich ist.

Kerbfall	Konstruktionsdetail	
80	$\ell < 50$	alle $t$
71	$50 < \ell \leq 80$	alle $t$
63	$80 < \ell \leq 100$	alle $t$
56	$100 < \ell \leq 120$	alle $t$
56	$\ell > 120$	$t \leq 20$
50	$120 < \ell \leq 200$ $\ell > 200$	$t > 20$ $20 < t \leq 30$
45	$200 < \ell \leq 300$ $\ell > 300$	$t > 30$ $30 < t \leq 50$
40	$\ell > 300$	$t > 50$

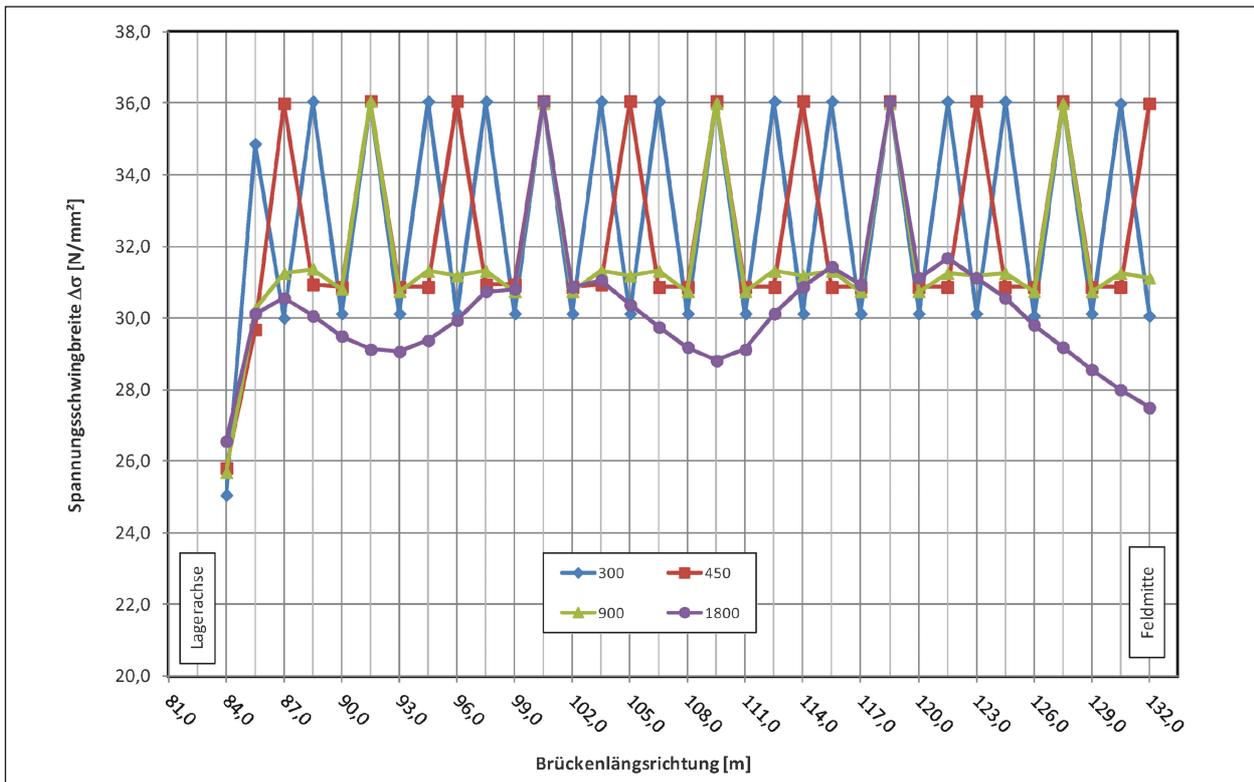
**Bild 101:** Kerbfall für den Vollanschluss des verstärkenden Gurts an den Querträger-Untergurt, Auszug aus Tabelle 8.5 der DIN EN 1993-1-9

### 8.7.2 Ergebnisse Ermüdung offene Querschnitte

Am Beispiel des Systems 99-1050-370-150 wird zunächst exemplarisch gezeigt, wie sich die Spannungsschwingbreiten bei einer Überfahrt des LKW3 für die unterschiedlichen Systeme („UR“ für ursprüngliches System und „RA“ für Rahmensystem) verändern. Im Bild 103 sind die Spannungsschwingbreiten für alle Querträgerachsen des mittleren Feld von der Lagerachse bis zu Feldmitte vergleichend dargestellt.

Es zeigt sich, dass die berechneten maximalen Spannungsschwingbreiten bei den Systemen mit Rahmenaussteifung kleiner ausfallen als bei den ursprünglichen Systemen mit Querverbänden. Dies ist sogar bei den Rahmensystemen ohne verstärkende Bauteile (RA-K250) der Fall. Deutliche Reduzierung gegenüber dem ursprünglichen System ergeben sich für die verstärkten Systeme (RA-V500 und RA-V750). Jedoch ist der Unterschied zwischen den beiden Verstärkungsvarianten klein gegenüber dem unverstärkten System (vgl. mit den Erkenntnissen aus Kapitel 8.4.7)

Weiterhin ist erkennbar, dass die Spannungsschwingbreiten bei den Systemen mit Rahmenaus-



**Bild 102:** Spannungsschwingbreiten infolge des LKW3 (EMLM 2) für das System 99-700-550-150 für verschiedene Abstände der Querverbände (QT-Achsen 56 bis 88)

steifung in Auflagernähe anwachsen, weil Querschnittsverformungen durch die starren Auflagerachsen behindert werden. Die erzielten Spannungsreduzierungen werden dadurch aber nicht aufgehoben.

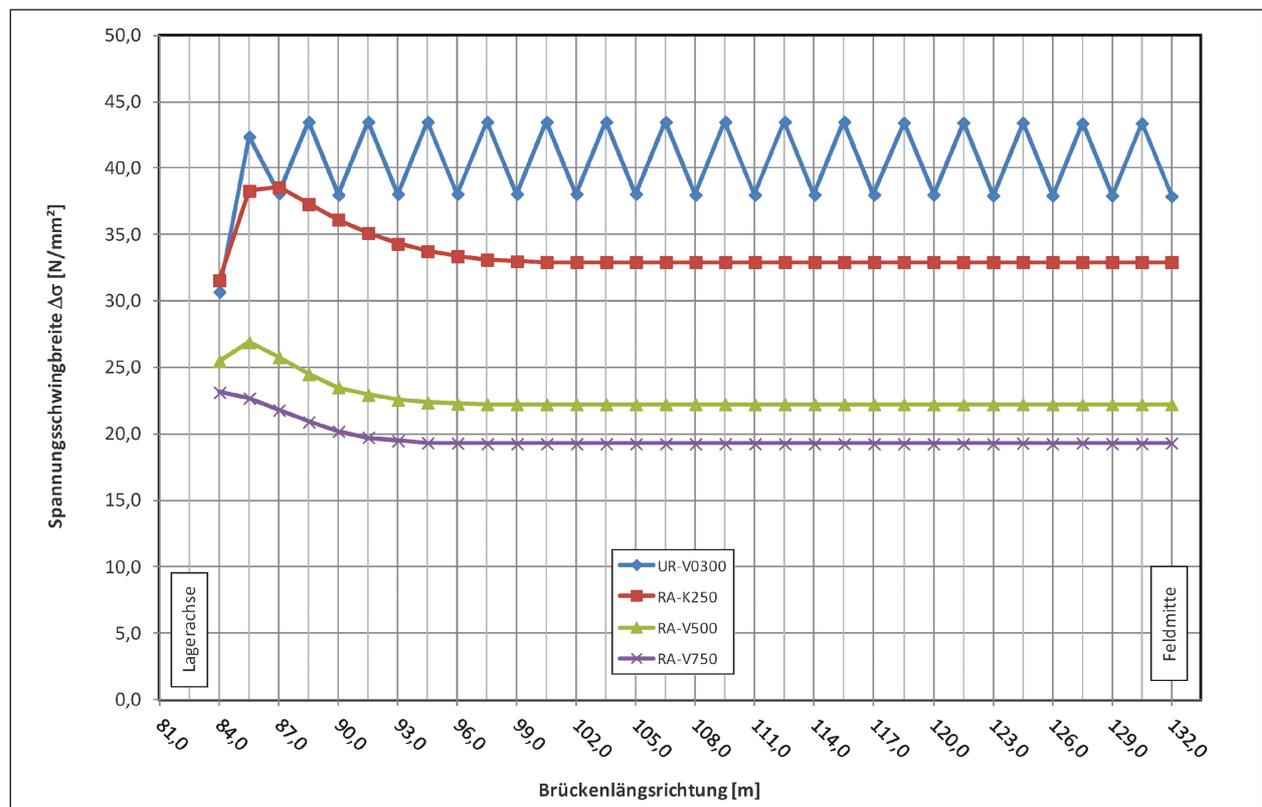
Bezieht man die Kerbfalleinstufung der kritischen Details in die Betrachtungen mit ein, so nehmen die Unterschiede zwischen dem ursprünglichen System und den Systemen mit Rahmenaussteifung weiter zu. Denn die kritischen Details des ursprünglichen Systems sind in die Kerfallklasse 36 einzustufen. Die berechnete maximale Spannungsschwingbreite liegt mit  $\Delta\sigma = 43,5 \text{ N/mm}^2$  deutlich über dem Wert der Ermüdungsfestigkeit für  $2 \times 10^6$  Lastwechsel.

Die maßgebenden neuen Anschlusspunkte der verstärkenden Bauteile können im Rahmen der Instandsetzungsplanung so ausgelegt werden, dass bei guter Ausführungsqualität eine Einstufung in die Kerfallklasse 80 möglich ist. Die Dauerfestigkeit bei einer Lastwechselzahl von  $5 \times 10^6$  ergibt sich zu  $\Delta\sigma_D = 58,9 \text{ N/mm}^2$ . Damit liegen die berechneten Spannungsschwingbreiten aller Systeme, die einzig durch Rahmen ausgesteift sind in diesem Beispiel unterhalb der Dauerfestigkeit. Sogar

der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit von  $\Delta\sigma_L = 32,4 \text{ N/mm}^2$  bei  $10^8$  Lastwechseln wird für die Systeme RA-V500 und RA-V750 eingehalten.

In ähnlicher Art und Weise stellen sich die Ergebnisse für die übrigen offenen Querschnitte dar. Die berechneten Spannungsschwingbreiten sind in der Tabelle 31 zusammengefasst. Zur besseren Interpretation sind die Werte abhängig von ihrer Größe farblich hinterlegt. Rot markierte Werte liegen über der Dauerfestigkeit  $\Delta\sigma_D$ , die sich aus der Kerbfalleinstufung ergibt. Diese Spannungsschwingbreiten führen zu einem Ermüdungsriss nach weniger als 5 Millionen Lastwechseln. Die grün markierten Werte sind kleiner als der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\sigma_L$ , sodass rechnerisch mehr als 100 Millionen Lastwechsel ertragen werden können. Liegen die berechneten Spannungsschwingbreiten zwischen der Dauerfestigkeit und dem Schwellenwert, so sind sie gelb hinterlegt.

Die Zahlen der ursprünglichen Systeme ergeben sich aus der ungünstigsten Anordnung der Verbände. Die Schwingbreiten liegen zwischen  $\Delta\sigma = 106,24 \text{ N/mm}^2$  beim System 63-700-230-150 in einer Achse ohne Verband und  $\Delta\sigma = 26,94 \text{ N/mm}^2$  beim System 99-1050-550-450 in einer Verbandsachse.



**Bild 103:** Vergleich der Spannungsschwingbreiten infolge des LKW3 (EMLM 2) für das System 99-1050-370-150 mit Verbandsaussteifung und Rahmenaussteifungen (QT-Achsen 56 bis 88)

				Ursprüngliche Systeme		Rahmen-Systeme				
				Verband	Normal	K250	K500	K750	V500	V750
<b>Kerbfallklasse</b>				<b>56</b>	<b>36</b>	<b>80</b>	<b>80</b>	<b>80</b>	<b>80</b>	<b>80</b>
<b>Dauerfestigkeit <math>\Delta\sigma_D</math></b>				<b>41,26</b>	<b>26,53</b>	<b>58,94</b>	<b>58,94</b>	<b>58,94</b>	<b>58,94</b>	<b>58,94</b>
<b>Schwellenwert <math>\Delta\sigma_L</math></b>				<b>22,66</b>	<b>14,57</b>	<b>32,38</b>	<b>32,38</b>	32,38	32,38	32,38
99	700	370	150	43,50	37,06	38,81	29,25	-	28,63	-
99	700	550	150	36,06	30,13	31,56	27,29	-	26,25	-
99	1.050	370	150	42,81	38,13	38,56	26,88	23,52	26,88	23,12
99	1.050	550	150	32,94	28,69	29,38	24,97	23,86	23,86	22,75
63	700	230	150	106,24	81,64	38,49	31,82	-	31,93	-
63	700	350	150	80,17	61,46	33,75	30,89	-	29,95	-
63	1.050	230	150	104,35	81,74	39,01	31,56	-	31,51	-
63	1.050	350	150	75,76	58,84	32,86	31,20	-	30,10	-
99	700	370	450	42,63	37,13	36,81	31,88	28,36	30,86	27,62
99	700	550	450	31,88	28,44	28,31	29,69	28,79	28,13	27,19
99	1.050	370	450	41,63	36,19	72,81	47,24	41,11	46,18	40,60
99	1.050	550	450	29,88	26,94	27,13	22,76	21,64	21,71	20,69
63	700	230	450	101,44	72,33	31,56	23,80	-	23,85	-
63	700	350	450	69,91	53,34	29,84	27,34	-	26,51	-
63	1.050	230	450	99,87	70,44	28,96	20,26	-	20,42	-
63	1.050	350	450	69,07	51,86	27,55	24,48	-	23,75	-

Tab. 31: Vergleich der berechneten Spannungsschwingbreiten [N/mm<sup>2</sup>] aller offenen Systeme

Der Wert der Dauerfestigkeit wird nur vereinzelt unterschritten, sodass bei den meisten Systemen rechnerisch erste Risse bereits nach weniger als 5 Millionen Lastwechseln auftreten. Bei den Systemen mit Rahmenaussteifung ohne Verbände werden durchgängig kleinere Schwingbreiten ermittelt. Für eine Vielzahl der Systeme liegen sie unterhalb des Schwellenwerts der Ermüdungsfestigkeit, sodass über 100 Millionen Lastwechsel ohne Riss rechnerisch möglich sind. Dies ist schon bei moderaten Verstärkungen der Fall. Bei den Systemen mit geringen Hauptträger-Schlankheiten ergeben sich Schwingbreiten im Bereich des Schwellenwert teilweise sogar ohne Verstärkung. Ein Ausnahme bildet das System 99-1050-370-450, bei dem sich erst mit den Verstärkungen Spannungsschwingbreiten unterhalb der Dauerfestigkeit ergeben. Mit den Verstärkungen V500 und K500 ergeben sich Lastwechselzahlen zwischen 15 und 17 Millionen. Bei den Verstärkungen V750 und K750 liegen die berechneten Lastwechselzahlen zwischen 30 und 33 Millionen.

Weiterhin ist an den Zahlen gut zu erkennen, dass die Unterschiede zwischen den konstanten

und veränderlichen Verstärkungen mit maximal 6 % den höheren Materialaufwand nicht rechtfertigen.

Hinweis: Teilweise ergeben sich aus dem Parameterbereich Kombinationen, die aus geometrischen und konstruktiven Gründen sich sinnvoll sind. An den betreffenden Stellen wurde in der Tabelle 31 ein „-“ eingetragen. Gleiches gilt im Folgenden in gleicher Weise.

### 8.7.3 Ergebnisse Ermüdung Hohlkastenquerschnitte

Analog zum vorherigen Kapitel werden die berechneten Spannungsschwingbreiten für Hohlkastenquerschnitte in Tabelle 32 zusammengestellt.

Im Unterschied zu den offenen Querschnitten sind die Reduzierungen der Spannungsschwingbreiten, die sich aus dem Entfernen der Verbände ergeben unwesentlich. Die Verstärkungen führen zu deutlichen Reduzierungen der Schwingbreiten um 40-50 %.

				Ursprüngliche Systeme		Rahmensysteme	
				Verband	Normal	K250	V500
<b>Kerbfallklasse</b>				<b>56</b>	<b>36</b>	<b>80</b>	<b>80</b>
<b>Dauerfestigkeit <math>\Delta\sigma_D</math></b>				<b>41,26</b>	<b>26,53</b>	<b>58,94</b>	<b>58,94</b>
<b>Schwellenwert <math>\Delta\sigma_L</math></b>				<b>22,66</b>	<b>14,57</b>	<b>32,38</b>	<b>32,38</b>
99	600	330	150	31,00	28,63	29,44	17,50
99	600	450	150	26,63	24,50	25,13	14,31
99	800	330	150	47,75	43,19	45,25	25,49
99	800	450	150	41,13	37,00	38,38	20,87
63	600	210	150	35,94	33,75	35,13	19,79
63	600	300	150	32,31	29,88	30,81	15,31
63	800	210	150	54,31	50,25	54,06	28,40
63	800	300	150	49,69	45,00	47,31	24,31
99	600	330	450	31,69	29,19	30,13	17,12
99	600	450	450	26,31	24,19	25,00	13,94
99	800	330	450	46,81	43,88	45,00	26,66
99	800	450	450	38,31	35,69	36,56	20,24
63	600	210	450	36,75	34,13	36,69	19,67
63	600	300	450	33,50	30,88	31,69	16,28
63	800	210	450	55,06	55,25	56,63	29,43
63	800	300	450	49,38	46,31	47,44	22,31

Tab. 32: Vergleich der berechneten Spannungsschwingbreiten [N/mm<sup>2</sup>] aller Systeme mit Hohlkastenquerschnitt

Erheblich größere Lastwechselzahlen werden bei den unverstärkten Rahmensystemen nur durch die ermüdungstechnische Verbesserung des Schweißnahtanschlusses erreicht. Zusammen mit den reduzierten Beanspruchungen bei den verstärkten Systemen ergeben sich bei allen untersuchten Konfigurationen Schwingbreiten unterhalb des Schwellenwerts und somit rechnerisch mehr als 100 Millionen ertragbare Lastwechsel.

#### 8.7.4 Zusätzliches Eigengewicht

Zwei Aspekte sind bei der Gewichtsbilanz im Zuge der Instandsetzungsvariante 3 zu berücksichtigen. Auf der einen Seite reduziert sich das Eigengewicht der Konstruktion durch das Entfernen der Verbände abhängig vom Aussteifungsgrad. Auf der anderen Seite wird durch Verstärkungen zusätzliches Gewicht in die Konstruktion eingebracht, dessen Größe vom Verstärkungsumfang abhängt. Damit lassen sich leicht zwei Grenzfälle definieren. Ist die vorhandene Konstruktion durch zahlreiche Verbände ausgesteift und eine Verstärkung ist nicht not-

				Gewichtsreduktion [%]	Gewichtszunahme [%]
99	700	370	150	-1,6	3,1
99	700	550	150	-2,0	5,0
99	1.050	370	150	-2,2	4,8
99	1.050	550	150	-2,5	8,0
63	700	230	150	-0,8	1,8
63	700	350	150	-0,4	3,1
63	1.050	230	150	-1,6	1,4
63	1.050	350	150	-1,2	2,6
99	700	370	450	-0,8	0,9
99	700	550	450	-0,9	1,6
99	1.050	370	450	-1,1	1,1
99	1.050	550	450	-1,2	1,9
63	700	230	450	-0,6	0,2
63	700	350	450	-0,6	0,5
63	1.050	230	450	-1,0	0,1
63	1.050	350	450	-0,9	0,4

Tab. 33: Gewichtsbilanz für offene Querschnitte

wendig, da eine Verbesserung des Schweißdetails ausreichend ist, so reduziert sich auch das Eigengewicht der Konstruktion. Bei einer Konstruktion hingegen, die nur durch wenige Verbände ausgesteift ist, aber ausgeprägte Verstärkungen erforderlich sind ist eine Gewichtszunahme die Folge. Die auf diese Weise berechneten maximalen Reduktionen bzw. Zuwächse sind für die offenen Querschnitte in der Tabelle 33 zusammengefasst. Die maximale Reduktion liegt bei 2,5 % des Eigengewichts, der maximale Gewichtszuwachs liegt bei 8,0 %.

Allerdings ist diese Zahl bei dem System 99-1050-550-150 eine Folge der Verstärkung K750, die im Hinblick auf die Ermüdung nicht notwendig ist (siehe Tabelle 31). Bei diesem System kann die maßgebende Spannungsschwingbreite schon durch eine schweißtechnische Umgestaltung mit einer besseren Kerbfalleinstufung und ohne verstärkende Bauteile (K250) unter den Schwellenwert gedrückt werden, sodass sich eine Gewichtsreduktion einstellen würde. Berücksichtigt man auf diese Weise bei der Gewichtsbilanz die maximal notwendige Verstärkung, so ergeben sich die Werte aus Tabelle 34. Der maximale Zuwachs von 3,0 % ergibt sich bei den untersuchten Konfigurationen bei dem System 99-1050-370-150 und ist im Rahmen einer Verstärkung tolerierbar.

Ähnlich verhält es sich bei den untersuchten Hohlkastenquerschnitten. Die berechneten Gewichtsveränderungen mit dem ungünstigen Ansatz eines

				Notwendige Verstärkung	Gewichtsveränderung [%]
99	700	370	150	V500	2,7
99	700	550	150	K250	-0,2
99	1.050	370	150	V500	3,0
99	1.050	550	150	K250	-0,3
63	700	230	150	V500	1,5
63	700	350	150	V500	2,7
63	1.050	230	150	V500	1,2
63	1.050	350	150	V500	2,2
99	700	370	450	V500	0,5
99	700	550	450	K250	-0,2
99	1.050	370	450	V750	1,6
99	1.050	550	450	K250	-0,2
63	700	230	450	K250	0,0
63	700	350	450	K250	0,1
63	1.050	230	450	K250	-0,1
63	1.050	350	450	K250	0,0

Tab. 34: Gewichtsbilanz unter Berücksichtigung der notwendigen Verstärkungen für offene Querschnitte

				Notwendige Verstärkung	Gewichtsveränderung [%]
99	600	330	150	K250	-0,1
99	600	450	150	K250	-0,2
99	800	330	150	V500	1,3
99	800	450	150	V500	1,4
63	600	210	150	V500	1,0
63	600	300	150	K250	-0,1
63	800	210	150	V500	0,9
63	800	300	150	V500	1,0
99	600	330	450	K250	-0,1
99	600	450	450	K250	-0,1
99	800	330	450	V500	0,3
99	800	450	450	V500	0,4
63	600	210	450	V500	0,2
63	600	300	450	K250	-0,1
63	800	210	450	V500	0,2
63	800	300	450	V500	0,1

Tab. 35: Gewichtsbilanz unter Berücksichtigung der notwendigen Verstärkungen für Hohlkastenquerschnitte

geringen Aussteifungsrasters der ursprünglichen Konstruktionen und unter Berücksichtigung der notwendigen Verstärkungen zur Reduktion der maßgebenden Spannungsschwingbreite auf einen Wert unterhalb des Schwellenwerts der Ermüdungsfestigkeit sind in der Tabelle 35 zusammengefasst.

Da die Verstärkungen bei den Hohlkastenquerschnitten mit kleineren Dimensionen gewählt wurden und keine Stabilisierenden Effekte für die Untergurtebene notwendig sind, fallen die Zuwächse hier geringer aus. Es ergeben sich maximal 1,4 % Gewichtszunahme bei dem System 99-800-450-150. Auch dieser Wert ist im Rahmen einer Instandsetzungsmaßnahme tolerierbar.

### 8.7.5 Zusätzliche Beanspruchungen

Das Entfernen der Verbände hat auch Auswirkungen auf die Beanspruchungen im Hauptträger-Untergurt, da sich der Verlauf des Querbiegemoments ändert, wie das Bild 85 am Beispiel der Sinnthalbrücke zeigt. Die Veränderungen der Spannungen waren jedoch vernachlässigbar klein (Kapitel 7.3.5). Mit diesem Kapitel soll untersucht werden, ob eine Vernachlässigung im Allgemeinen möglich ist.

Dazu werden die Verkehrslaststellungen (DIN 1072) untersucht, die zu den maximalen Spannungen im Hauptträger-Untergurt über der Stütze und in der Feldmitte führen. Da sich in Abhängigkeit der Verbandsabstände unterschiedliche Verläufe des Querbiegemoments ergeben, wird zum Vergleich mit den Rahmensystemen der Aussteifungsgrad angesetzt, der die geringsten Spannungen hervorruft.

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tabelle 36 und Tabelle 37 zusammengefasst.

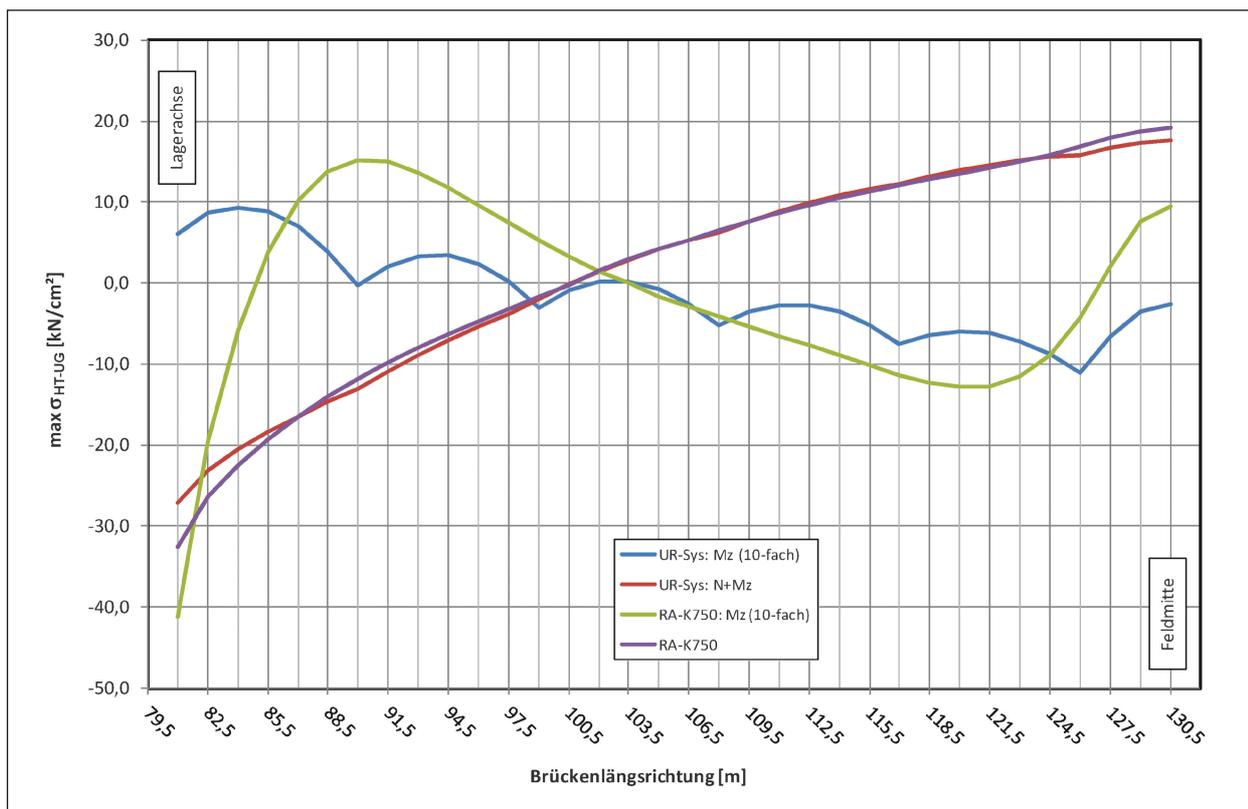
Aus den Zahlen geht hervor, dass die maximalen Spannungen bei Systemen mit großer Bauhöhe und großem Hauptträgerabstand stärker ansteigen als bei den Systemen mit schlanken und engliegenden Hauptträgern. Ebenso sind die Spannungen bei kleinen Querträgerabständen größer als bei großem  $a_{QT}$ . Weiterhin ist zu beobachten, dass die Zuwächse im Feld kleiner ausfallen als über der Stütze. Die maximalen Zuwächse ergeben sich mit 4,63 % im Feld bei dem System 63-1050-350-150 und mit 14,52 % über der Stütze bei dem System 99-1050-550-150, das nachfolgend näher betrachtet werden soll.

				Stütze							
				UR-Sys.	K250	K500	K750	V500	V750	max Δ	
				[kN/cm <sup>2</sup> ]							[%]
99	700	370	150	25,66	25,52	25,62	-	25,62	-	-0,04	-0,16
99	700	550	150	25,29	25,10	25,34	-	25,34	-	0,04	0,18
99	1.050	370	150	26,66	27,30	28,69	29,07	28,61	28,95	2,40	9,01
99	1.050	550	150	28,35	29,31	31,70	32,46	31,51	32,24	4,12	14,52
63	700	230	150	24,81	24,98	25,10	-	25,09	-	0,29	1,18
63	700	350	150	24,43	24,70	24,91	-	24,91	-	0,49	2,00
63	1.050	230	150	24,74	25,45	26,00	-	25,95	-	1,26	5,10
63	1.050	350	150	24,02	25,26	26,39	-	26,27	-	2,38	9,89
99	700	370	450	26,87	26,68	26,90	26,94	26,89	25,76	0,07	0,26
99	700	550	450	25,83	25,52	25,88	25,94	25,89	25,95	0,12	1,47
99	1.050	370	450	27,59	27,96	28,59	28,91	28,55	28,84	1,31	4,75
99	1.050	550	450	28,35	28,95	30,46	31,13	30,34	30,96	2,78	9,81
63	700	230	450	25,18	25,28	25,47	-	25,46	-	0,29	1,15
63	700	350	450	24,65	24,62	24,92	-	24,90	-	0,27	1,09
63	1.050	230	450	25,60	25,91	26,04	-	26,03	-	0,44	1,73
63	1.050	350	450	24,28	24,79	25,38	-	25,32	-	1,10	4,54

Tab. 36: Vergleich der maximalen Spannungen im Hauptträger-Untergurt über der Stütze

				Feldmitte							
				UR-Sys.	K250	K500	K750	V500	V750	max Δ	
				[kN/cm <sup>2</sup> ]							[%]
99	700	370	150	20,46	20,50	20,76	-	20,73	-	0,30	1,46
99	700	550	150	19,27	19,30	19,63	-	19,59	-	0,36	1,88
99	1.050	370	150	19,54	19,94	19,61	19,86	19,58	19,82	0,40	2,06
99	1.050	550	150	20,00	19,88	20,43	20,84	20,38	20,76	0,84	4,19
63	700	230	150	21,50	22,29	22,45	-	22,43	-	0,95	4,42
63	700	350	150	20,71	21,23	21,48	-	21,44	-	0,77	3,74
63	1.050	230	150	21,19	21,05	21,51	-	21,49	-	0,31	1,48
63	1.050	350	150	19,90	20,05	20,82	-	20,77	-	0,92	4,63
99	700	370	450	20,16	20,22	20,34	20,39	20,33	19,77	0,23	1,16
99	700	550	450	18,29	18,43	18,55	18,62	18,53	18,58	0,33	1,81
99	1.050	370	450	19,94	19,88	19,86	20,12	19,84	20,10	0,19	0,95
99	1.050	550	450	19,23	19,05	19,58	19,99	19,54	19,92	0,76	3,93
63	700	230	450	21,58	21,65	21,74	-	21,73	-	0,17	0,77
63	700	350	450	20,09	20,09	20,20	-	20,18	-	0,11	0,55
63	1.050	230	450	21,59	21,41	21,84	-	21,83	-	0,25	1,17
63	1.050	350	450	19,29	19,46	20,15	-	20,10	-	0,86	4,43

Tab. 37: Vergleich der maximalen Spannungen im Hauptträger-Untergurt in Feldmitte



**Bild 104:** Spannungsverläufe für den Hauptträger-Untergurt des Systems 99-1050-550-150 im Vergleich

Das ursprüngliche System mit einem Verbandsabstand von 9,0 m liefert dabei die kleinsten Spannungen. Bei dem Rahmensystem K750 ergeben sich hingegen die größten Spannungen. Die einzelnen Spannungsverläufe der Hauptträger-Untergurte für diese beiden System-Varianten sind in Bild 104 vergleichend dargestellt. Die wesentlichen Unterschiede ergeben sich aus den Querbiegemomenten  $M_z$ . Daher sind die zugehörigen Spannungsverläufe mit dem Faktor 10 skaliert dargestellt.

Wie schon bei der Sinntalbrücke werden die größeren Spannungen im Bereich konzentrierter Lasten hervorgerufen. In Feldmitte werden die lokalen höheren Lasten aus den SLWs auf einen Bereich, der sich über mehrere Querträgerachsen erstreckt, in den Gesamtquerschnitt eingeleitet, was die größeren Spannungen in Feldmitte verursacht. Im Auflagerbereich ergeben sich die lokal höheren Spannungen aus der Wirkung des starren Querverbands. Dieser behindert die Verformbarkeit des Querschnitts, sodass sich Beanspruchungen wieder aufbauen. Dies geschieht ebenfalls in einem Bereich, der sich über mehrere Querträgerachsen erstreckt. Berücksichtigt man auch bei dieser Betrachtung, welche Verstärkung hinsichtlich der Er-

müdung notwendig ist, so ergeben sich günstigere Verhältnisse. Bei dem System 99-1050-550-150 ist gemäß Tabelle 31 keine Verstärkung erforderlich, sodass nur die Zuwächse für das System K250 betrachtet werden müssen. Damit ergibt sich über der Stütze ein Zuwachs der Spannung von 3,4 % und im Feld sogar eine Spannungsreduzierung. Die so ermittelten Spannungszuwächse sind in der Tabelle 38 zusammengestellt. Die maximalen Zuwächse liegen damit bei 9,36 % über der Stütze und 4,37 % im Feld.

Bei einigen Systemen ergeben sich sogar Reduktionen der Spannungen, die jedoch lokal begrenzt sind. Daraus lassen sich aber keineswegs durchgängige Reduktionen ableiten.

Es bleibt festzuhalten, dass die Zuwächse der Beanspruchungen durch das Entfernen von Querverbänden bei ungünstigen Verhältnissen nicht vernachlässigt werden können. Zusätzlich sind nicht lineare Effekte zu berücksichtigen, die in dem Kapitel 8.7.7 thematisiert werden.

					Notwendige Verstärkung	Zuwächse $\sigma_{HT-UG}$ [%]
Stütze	99	700	370	150	V500	-0,19
	99	700	550	150	K250	-0,75
	99	1.050	370	150	V500	7,29
	99	1.050	550	150	K250	3,40
	63	700	230	150	V500	1,15
	63	700	350	150	V500	1,98
	63	1.050	230	150	V500	4,90
	63	1.050	350	150	V500	9,36
	99	700	370	450	V500	0,10
	99	700	550	450	K250	-1,20
	99	1.050	370	450	V750	4,52
	99	1.050	550	450	K250	2,12
	63	700	230	450	K250	0,40
	63	700	350	450	K250	-0,11
	63	1.050	230	450	K250	1,22
	63	1.050	350	450	K250	2,10
Feld	99	700	370	150	V500	1,34
	99	700	550	150	K250	0,17
	99	1.050	370	150	V500	0,21
	99	1.050	550	150	K250	-0,61
	63	700	230	150	V500	4,32
	63	700	350	150	V500	3,56
	63	1.050	230	150	V500	1,38
	63	1.050	350	150	V500	4,37
	99	700	370	450	V500	0,84
	99	700	550	450	K250	0,79
	99	1.050	370	450	V750	0,81
	99	1.050	550	450	K250	-0,96
	63	700	230	450	K250	0,32
	63	700	350	450	K250	-0,01
	63	1.050	230	450	K250	-0,82
	63	1.050	350	450	K250	0,85

Tab. 38: Spannungszuwächse im HT-UG-Untergurt unter Berücksichtigung der notwendigen Verstärkungen für offenen Querschnitte

### 8.7.6 Zusätzliche Verformungen

Bei einem engen Aussteifungsraster durch Verbände sind die lokalen Verformungen der Hauptträger-Untergurte sehr klein. Durch das formtreue Verhalten setzen sich die Deformationen im wesentlichen nur aus den vertikalen und horizontalen Anteilen

					$\Delta u_{y,Verkehr}$ [mm]				
					K250	K500	K750	V500	V750
99	700	370	150		7,1	7,5	-	7,5	-
99	700	550	150		10,6	11,1	-	11,1	-
99	1.050	370	150		4,0	4,4	4,6	4,4	4,2
99	1.050	550	150		6,5	7,1	7,3	7,2	7,3
63	700	230	150		5,5	5,7	-	5,7	-
63	700	350	150		8,3	8,6	-	8,6	-
63	1.050	230	150		3,6	3,8	-	3,8	-
63	1.050	350	150		5,5	5,9	-	5,9	-
99	700	370	450		5,3	5,7	5,7	5,7	5,7
99	700	550	450		8,0	8,3	8,4	8,3	8,4
99	1.050	370	450		4,2	4,5	4,6	4,5	4,6
99	1.050	550	450		6,7	7,0	7,1	7,0	7,1
63	700	230	450		4,0	4,2	-	4,2	-
63	700	350	450		6,0	6,3	-	6,3	-
63	1.050	230	450		3,2	3,3	-	3,3	-
63	1.050	350	450		5,0	5,2	-	5,2	-

Tab. 39: Horizontale Verformungsdifferenzen der HT-Untergurte infolge Verkehr

des gesamten Querschnitts zusammen. Das Entfernen der Verbände hat zur Folge, dass lokale Verformungen des Querschnitts nicht mehr behindert werden und zu den globalen Anteilen lokale Verformungen hinzukommen. Bei den Hauptträger-Untergurten sind dies insbesondere horizontale Anteile infolge Verkehr, wie Berechnungen an der Sinntalbrücke bereits in Kapitel 7.3.4 gezeigt haben. Mit diesem Kapitel soll die Größe dieser Zuwächse parametrisch untersucht werden. Dazu werden die beiden Verkehrslaststellungen (nach DIN 1072) untersucht, die zu den maximalen und minimalen horizontalen Verformungen der Hauptträger-Untergurte in Feldmitte führen. Die so ermittelten Verformungsdifferenzen finden sich für die untersuchten Systeme in Tabelle 39. Man erkennt gut, dass sich die Zahlenwerte für die verschiedenen Verstärkungen nur geringfügig unterscheiden. Die Größe zusätzlicher Verformungen kann also nicht über die Wahl der Verstärkung gesteuert werden.

Die Größe der Zahlenwerte bestätigt die Feststellung aus Kapitel 7.3.4, dass die zusätzlichen Verformungen im Bezug auf die Spannweiten vernachlässigbar klein sind. Denn verglichen mit den maximalen Verformungen aus Eigengewicht und Verkehr, die für die untersuchten Systeme abhängig

von Spannweite und Schlankheit zwischen 80 mm und 270 mm liegen, sind die Zuwächse bei der vektoriellen Addition vernachlässigbar.

**8.7.7 Stabilität des Hauptträger-Untergurts**

Auf die gleiche Art und Weise wie bei der Nachrechnung der Sinntalbrücke (Kapitel 7.3.6) werden für die unterschiedlichen Systeme Berechnungen nach Theorie II. Ordnung durchgeführt. Ein Vergleich der Federsteifigkeiten für die Systeme mit konstanten und veränderlichen Verstärkungen findet sich in den Tabellen 40 und 41. Die Unterschiede liegen zwischen 5 % und 17 % und fallen verhältnismäßig klein aus. Vor dem Hintergrund, dass durch Verstärkungen möglichst wenig zusätzliches

Gewicht in die Konstruktion einzubringen ist und die konstanten Verstärkungen für den kritischen Anschluss kaum Vorteile gegenüber den veränderlichen Verstärkungen bringen (Kapitel 8.7.2), werden in diesem Kapitel nur die Systeme mit veränderlicher Verstärkung oder ohne Verstärkung betrachtet.

Bei konstanten Querschnitten (Kapitel 8.1) ist ein Vergleich der maximalen Spannungen im Hauptträger-Untergurt, die sich aus den linearen und nicht-linearen Berechnungen ergeben, zur Bewertung des seitlichen Ausweichens ausreichend. Die Ergebnisse dieses Vergleichs finden sich in Tabelle 41. An den Zahlen ist zunächst erkennbar, dass die verstärkten Quersteifen den Zuwachs aus Theorie II. Ordnung auf ein moderates Maß beschränken können. Außerdem ist ablesbar, dass die Zuwächse bei den Systemen mit kurzen Spannweiten sehr klein sind. Das liegt vor allem daran, dass die Federsteifigkeiten wegen der kleineren Konstruktionshöhe der Hauptträger größer sind (Tabelle 40). Weiterhin ist das Verhältnis zwischen Hauptträgerhöhe und Querträgerhöhe bei kurzen Spannweiten kleiner, was ebenfalls zu größeren Federsteifigkeiten führt. Aus dem gleichen Grund sind die Zuwächse bei sehr schlanken Systemen kleiner als bei solchen Systemen, die durch große Konstruktionshöhen der Hauptträger gekennzeichnet sind. Dies hängt bei den untersuchten Systemen nur von der stabilisierenden Wirkung der Querrahmen ab, da die Gurtbreite konstant gehalten wurde (Tabelle 42). Der Trägheitsradius des Hauptträger-Untergurts verändert sich daher nicht. Kleinere Gurtbreiten als die hier gewählten sind bei den schlanken Systemen nicht üblich. Bei den Systemen mit großer Bauhöhe sind kleinere Gurtbreiten möglich und können zu größeren Zuwächsen führen. Ein Verhältnis von Untergurtbreite zu Hauptträgerhöhe kleiner 0,15 ist unrealistisch.

				K500 [kN/m]	V500 [kN/m]	Δ [%]
99	700	370	150	1.912,0	1.811,594	5,5
99	700	550	150	745,2	696,379	7,0
99	1.050	370	150	3.154,6	2.915,452	8,2
99	1.050	550	150	1.154,7	1.051,525	9,8
99	700	370	450	3.906,3	3.521,127	10,9
99	700	550	450	1.336,9	1.190,476	12,3
99	1.050	370	450	5.555,6	4.926,108	12,8
99	1.050	550	450	1.845,0	1.620,746	13,8
63	700	230	150	5.555,6	5.291,005	5,0
63	700	350	150	2.114,2	1.996,008	5,9
63	1.050	230	150	9.259,3	8.547,009	8,3
63	1.050	350	150	3.268,0	2.985,075	9,5
63	700	230	450	12.658,2	11.494,253	10,1
63	700	350	450	4.201,7	3.745,318	12,2
63	1.050	230	450	15.873,0	14.084,507	12,7
63	1.050	350	450	4.975,1	4.347,826	14,4

Tab. 40: Vergleich der Federsteifigkeiten für konstante und veränderliche Verstärkung, Höhe = 500 mm

				K750 [kN/m]	V750 [kN/m]	Δ [%]
99	1.050	370	150	4.444,444	4.149,378	7,1
99	1.050	550	150	1.779,359	1.623,377	9,6
99	700	370	450	6.493,506	5.813,953	11,7
99	700	550	450	2.427,184	2.123,142	14,3
99	1.050	370	450	10.101,010	8.771,930	15,2
99	1.050	550	450	3.597,122	3.076,923	16,9

Tab. 41: Vergleich der Federsteifigkeiten für konstante und veränderliche Verstärkung, Höhe = 750 mm

Zur Abschätzung des maximal möglichen Zuwachs trotz größtmöglicher Verstärkungen werden die ungünstigsten Systeme 99-1050-550-450-V750 und 63-1050-350-450-V500 mit einer ungünstigen Gurt-

L [m]	h <sub>HT</sub> [m]	b <sub>HT-UG</sub> [m]	b <sub>HT-UG</sub> /h <sub>HT</sub>
99	3,7	1,0	0,27
99	5,5	1,0	0,18
63	2,3	0,8	0,35
63	3,5	0,8	0,23

Tab. 42: Gewählte Breite des Hauptträger-Untergurts

System					max $\sigma_{HT-UG}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		Zuwachs aus TH-II-O	
					TH-I-O	TH-II-O	N/mm <sup>2</sup>	%
99	700	370	150	K250	257,4	279,4	22,0	8,5
99	700	550	150	K250	249,6	276,1	26,5	10,6
99	1.050	370	150	K250	260,7	286,2	25,5	9,8
99	1.050	550	150	K250	272,7	305,0	32,3	11,8
99	700	370	150	V500	258,3	274,9	16,6	6,4
99	700	550	150	V500	251,9	272,1	20,2	8,0
99	1.050	370	150	V500	264,1	280,0	15,9	6,0
99	1.050	550	150	V500	283,9	299,3	15,4	5,4
99	1.050	370	150	V750	273,1	284,4	11,3	4,1
99	1.050	550	150	V750	289,2	301,1	11,9	4,1
99	700	370	450	K250	257,2	286,6	29,4	11,4
99	700	550	450	K250	242,8	279,9	37,1	15,3
99	1.050	370	450	K250	268,7	303,0	34,3	12,8
99	1.050	550	450	K250	269,0	314,0	45,0	16,7
99	700	370	450	V500	258,0	274,1	16,1	6,2
99	700	550	450	V500	245,7	264,4	18,7	7,6
99	1.050	370	450	V500	269,7	285,0	15,3	5,7
99	1.050	550	450	V500	276,2	293,5	17,3	6,3
99	700	370	450	V750	259,5	272,1	12,6	4,9
99	700	550	450	V750	246,3	261,7	15,4	6,3
99	1.050	370	450	V750	272,0	284,5	12,5	4,6
99	1.050	550	450	V750	280,0	292,3	12,3	4,4
63	700	230	150	K250	242,4	241,6	-0,8	-0,3
63	700	350	150	K250	338,9	346,7	7,8	2,3
63	1.050	230	150	K250	266,7	270,3	3,6	1,3
63	1.050	350	150	K250	237,2	238,8	1,6	0,7
63	700	230	150	V500	242,5	244,3	1,8	0,7
63	700	350	150	V500	242,4	244,4	2,0	0,8
63	1.050	230	150	V500	242,8	244,7	1,9	0,8
63	1.050	350	150	V500	242,5	243,9	1,4	0,6
63	700	230	450	K250	237,4	238,3	0,9	0,4
63	700	350	450	K250	237,9	239,8	1,9	0,8
63	1.050	230	450	K250	239,2	241,3	2,1	0,9
63	1.050	350	450	K250	234,2	235,1	0,9	0,4
63	700	230	450	V500	236,4	238,5	2,1	0,9
63	700	350	450	V500	236,6	238,2	1,6	0,7
63	1.050	230	450	V500	240,3	241,9	1,6	0,7
63	1.050	350	450	V500	234,7	236,6	1,9	0,8

Tab. 43: Vergleich der maximalen Spannungen [N/mm<sup>2</sup>] im Hauptträger-Untergurt nach Theorie I. und II. Ordnung

breite von  $0,15 \times h_{HT}$  erneut berechnet. Für das System 99-1050-550-450-V750 ergibt sich eine Gurtbreite mit den Abmessungen  $825 \times 54,5$  mm und ein maximaler Zuwachs aus der Berechnung nach Theorie II. Ordnung von 8 %. Bei dem System 63-1050-350-450-V500 betragen die ungünstigen Abmessungen des Gurts bei gleicher Tragfähigkeit  $525 \times 60,1$  mm. Damit ergibt sich ein Zuwachs aus den Effekten nach Theorie II. Ordnung von 10 %.

Zusammenfassend kann man sagen, dass ein Entfernen von Verbänden, die eine seitliche Stabilisierung der Hauptträger-Untergurte darstellen, immer mit Spannungszuwächsen verbunden ist. Diese können jedoch im üblichen baupraktischen Bereich abhängig von den Steifigkeitsverhältnissen durch Verstärkung der Quersteifen auf Werte zwischen 5 % und 10 % beschränkt werden.

Ein entsprechender statischer Nachweis ist bei der Auslegung einer solchen Instandsetzungsmaßnahme unter Berücksichtigung aller bauwerkspezifischen Randbedingungen erforderlich!

Bei besonders ungünstigen Verhältnissen, d. h. bei großer Hauptträgerhöhe, großem Querträgerabstand, weichem Querträger, schmalen Hauptträger-Untergurt und hohen Ausnutzungsgraden des Bestands, sind Überschreitungen beim Stabilitätsnachweis zu erwarten.

### 8.7.8 Zusammenfassung

Durch das Entfernen der vorhandenen Verbandsaussteifungen in Verbindung mit einer Verstärkung der Querrahmen sind erhebliche Verbesserungen im Bereich der kritischen Detailpunkte für die Schadenstypen I und II möglich. Bei der Auslegung von verstärkenden Bauteilen sollten ausgewogene Verhältnisse angestrebt werden. Zusätzliches Eigengewicht fällt bei ungünstigen Verhältnissen nur in geringem Umfang an. Ebenso sind die zusätzlichen Verformungen vernachlässigbar. Allerdings ergeben sich aus der Änderung des Aussteifungssystems Umlagerungen und Änderungen der Beanspruchungen im Haupttragssystem, die bei ungünstigen Verhältnissen (siehe oben) vom Bestand nicht aufgenommen werden können. Insofern ist die Anwendung dieser Instandsetzungsvariante beschränkt. Weiterhin sind immer umfangreiche rechnerische Analysen erforderlich, die eine ausreichende Trag- und Ermüdungssicherheit der instandgesetzten Konstruktion sicherstellen.

## 8.8 Variante 4: Eckverstärkungen

### 8.8.1 Untersuchte Systeme

Wie schon bei der Nachrechnung der Donaubrücke Sinzing (siehe Kapitel 7.2) werden nachfolgend alle Systeme des Parameterbereichs mit offenem Querschnitt durch das Hinzufügen diagonaler Stäbe mit Kreuzquerschnitt gemäß Bild 74 verstärkt und untersucht.

### 8.8.2 Ergebnisse Ermüdung

Für alle Systeme wurden die Spannungsschwingbreiten aus einer Überfahrt des LKW3 an den kritischen Detailpunkten (siehe Bild 70) ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 44 und Tabelle 45 zusammengefasst. Wie auch schon in den Kapiteln 8.7.2 und 8.7.3 sind die Zahlenwerte im Bezug auf die Dauerfestigkeit  $\Delta\sigma_D$  und den Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\sigma_L$  farblich hinterlegt. Die Einstufung erfolgt hierzu in die Kerbfallklasse 56 für die Verbandsachsen und in die Kerbfallklasse 36 für die normalen Achsen, da abgesehen von den Verstärkungen keine Veränderungen im System vorgenommen werden.

Damit wird deutlich, was auch schon bei der Donaubrücke Sinzing festzustellen war. In den Ver-

bandsachsen sind die Spannungsschwingbreiten teilweise noch so groß, dass trotz deutlicher Spannungsreduktionen, die zwischen 32 % und 74 % liegen, bei einigen Systemen keine ausreichende Dauerhaftigkeit erzielt werden kann.

Im Vergleich dazu sind die Reduktionen in den normalen Achsen mit 51 % bis 91 % bedeutend größer. Daher liegen die errechneten Spannungsschwingbreiten in diesen Achsen für alle betrachteten Systeme unterhalb der Dauerfestigkeit. Ein Großteil der berechneten Werte liegt sogar unter dem Schwellenwert.

Eine vergleichende Berechnung für das ungünstigste System 63-700-230-450-V0450 aus Tabelle 44 mit einer größeren Verstärkung zeigt, dass dadurch keine Verbesserung erzielt wird.

Somit ist festzustellen, dass diese Variante im Bereich der Verbandsachsen bei ungünstigen Verhältnissen ohne weitere Maßnahmen zur Reduzierung der Kerbwirkung nicht ausreicht. Eine Umgestaltung des Übergangs zwischen Knotenblech und Quersteife mit dem Ziel den Spannungsverlauf zu glätten, kann eine Verbesserung herbeiführen.

Schließlich zeigen die Zahlen, dass die Beanspruchungen bei den schlanken Systemen größer ausfallen.

Kerbfallklasse 56 Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D = 41,26 \text{ N/mm}^2$ Schwellenwert $\Delta\sigma_L = 22,66 \text{ N/mm}^2$				Verbandsachsen						
				V0300	V0450	V0750	V0900	V1350	V1500	V1800
99	700	370	150	21,35	21,33	-	21,21	-	-	21,25
99	700	550	150	17,32	17,33	-	17,30	-	-	17,31
99	1.050	370	150	22,54	29,42	-	22,14	-	-	22,22
99	1.050	550	150	17,02	17,01	-	16,96	-	-	16,97
63	700	230	150	41,93	41,82	41,45	-	-	44,81	-
63	700	350	150	20,85	20,98	21,02	-	-	39,68	-
63	1.050	230	150	42,47	42,12	40,76	-	-	40,70	-
63	1.050	350	150	21,40	21,40	21,34	-	-	21,35	-
99	700	370	450	-	23,92	-	23,73	-	-	23,82
99	700	550	450	-	17,84	-	17,82	-	-	17,84
99	1.050	370	450	-	23,86	-	23,41	-	-	24,00
99	1.050	550	450	-	16,65	-	16,60	-	-	16,62
63	700	230	450	-	62,23	-	48,70	48,17	-	-
63	700	350	450	-	21,98	-	22,02	22,01	-	-
63	1.050	230	450	-	45,90	-	42,67	42,90	-	-
63	1.050	350	450	-	21,72	-	21,50	21,55	-	-

Tab. 44: Maximale Spannungsschwingbreiten [ $\text{N/mm}^2$ ] für die kritischen Detailpunkte in den Verbandsachsen

Kerfallklasse 36 Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D = 26,566 \text{ N/mm}^2$ Schwellenwert $\Delta\sigma_L = 14,57 \text{ N/mm}^2$				Normalachsen						
				V0300	V0450	V0750	V0900	V1350	V1500	V1800
99	700	370	150	12,12	16,59	-	12,02	-	-	19,13
99	700	550	150	10,60	10,59	-	10,57	-	-	10,62
99	1.050	370	150	11,71	11,64	-	11,45	-	-	11,57
99	1.050	550	150	9,15	9,11	-	9,05	-	-	9,12
63	700	230	150	10,21	10,29	10,40	-	-	10,53	-
63	700	350	150	8,74	8,78	8,96	-	-	9,48	-
63	1.050	230	150	9,80	9,57	9,38	-	-	9,42	-
63	1.050	350	150	5,20	5,20	5,26	-	-	5,44	-
99	700	370	450	-	-	-	15,83	-	-	15,53
99	700	550	450	-	-	-	13,21	-	-	13,50
99	1.050	370	450	-	-	-	13,79	-	-	13,33
99	1.050	550	450	-	-	-	10,63	-	-	10,52
63	700	230	450	-	-	-	17,55	17,01	-	-
63	700	350	450	-	-	-	14,37	14,54	-	-
63	1.050	230	450	-	-	-	14,19	13,34	-	-
63	1.050	350	450	-	-	-	9,52	9,37	-	-

Tab. 45: Maximale Spannungsschwingbreiten [N/mm<sup>2</sup>] für die kritischen Detailpunkte in den normalen Achsen

### 8.8.3 Zusätzliches Eigengewicht

Da bei dieser Variante die Verstärkungen schon mit wenig Materialaufwand umgesetzt werden können, fallen auch die Zuwächse klein aus. Bei allen untersuchten Systemen übersteigt das zusätzliche Gewicht den Wert von 1 % des Konstruktionseigengewichts nicht. Durch Anschlussbauteile und die Notwendigkeit aufwendiger Konstruktionen im Bereich der kraftlosen Durchdringung zwischen Verstärkung und vorhandenem Verband können die Zuwächse größer ausfallen. Jedoch erreicht das zusätzliche Eigengewicht auch dann keine problematische Größe.

### 8.8.4 Zusätzliche Beanspruchungen

Zur Untersuchung, wie sich die Verstärkung auf die globalen Beanspruchungen des Gesamttragwerks auswirken, sind in der Tabelle 46 die prozentualen Spannungszuwächse infolge ungünstigster Laststellung im Hauptträger-Untergurt über der Stütze und im Feld ausgewertet. Es zeigt sich, dass die Veränderungen über der Stütze vernachlässigbare Größen annehmen. Dies war zu erwarten, da das Eigengewicht durch die Verstärkung nur unwesentlich ansteigt und sich die Steifigkeit der ohnehin starren Lagerachse kaum verändert. Der maximale

Zuwachs im Feld beträgt 3,38 % und ist damit verhältnismäßig klein. Er tritt bei dem System 63-1050-230-450-V0900 auf. Daher soll dieses System mit dem Bild 105 näher betrachtet werden.

Die Unterschiede zwischen dem ursprünglichen und dem verstärkten System resultieren im wesentlichen aus Änderungen des Querbiegemoments. Um die Unterschiede zu verdeutlichen, sind die Spannungsanteile aus  $M_{z,HT-UG}$  in dem Diagramm mit dem Faktor 10 vergrößert dargestellt. Man erkennt, dass durch die Verstärkung die Gradienten im Verlauf des Querbiegemoments vergrößert werden. Daraus ergeben sich größere Querbiegemomente sowohl in den Verbandsachsen als auch dazwischen. Die Änderungen zwischen den Verbandsachsen treten bei einem größeren Abstand  $a_{QV}$  deutlicher in Erscheinung, z. B. bei dem System 99-1050-370-450-V1800 im Bild 106. Es ist erkennbar, dass der Unterschied in der Mitte zwischen zwei Verbandsachsen den größten Wert annimmt. Am Verlauf der resultierenden Gesamtspannungen wird allerdings deutlich, dass sich diese lokalen Zuwächse bezogen auf die globale Spannung nur unwesentlich auswirken. Damit kann für die untersuchten Systeme bestätigt werden, dass sich durch diese Instandsetzungsmaßnahme keine bemessungsrelevanten Umlagerungen ergeben.

				Stütze							Feld						
				V300	V450	V750	V900	V1350	V1500	V1800	V300	V450	V750	V900	V1350	V1500	V1800
99	700	370	150	0,19	0,12	-	0,44	-	-	0,48	0,19	0,12	-	0,44	-	-	0,40
99	700	550	150	0,19	0,06	-	0,24	-	-	0,45	0,10	0,06	-	0,24	-	-	0,26
99	1.050	370	150	0,01	-0,02	-	-0,84	-	-	0,91	-0,21	-0,02	-	-0,84	-	-	0,16
99	1.050	550	150	0,22	0,15	-	-0,53	-	-	0,62	0,02	0,15	-	-0,53	-	-	1,08
63	700	230	150	0,41	0,54	0,72	-	-	1,23	-	0,44	0,06	1,06	-	-	-0,42	-
63	700	350	150	0,20	1,50	0,48	-	-	0,97	-	0,12	0,97	-0,14	-	-	-0,09	-
63	1.050	230	150	-0,77	-1,06	0,57	-	-	0,48	-	-1,43	-0,05	0,82	-	-	0,42	-
63	1.050	350	150	-0,08	0,66	-0,39	-	-	1,31	-	-0,41	1,44	1,94	-	-	2,92	-
99	700	370	450	-	0,08	-	0,15	-	-	0,38	-	0,06	-	0,24	-	-	0,64
99	700	550	450	-	0,02	-	0,08	-	-	0,37	-	-0,03	-	0,10	-	-	0,32
99	1.050	370	450	-	-0,01	-	-0,19	-	-	0,52	-	-0,03	-	-0,72	-	-	0,71
99	1.050	550	450	-	0,07	-	0,02	-	-	0,27	-	0,05	-	-0,28	-	-	0,84
63	700	230	450	-	0,22	-	0,72	1,14	-	-	-	0,10	-	1,26	-0,76	-	-
63	700	350	450	-	0,03	-	0,27	0,54	-	-	-	0,03	-	0,29	-0,03	-	-
63	1.050	230	450	-	-0,54	-	-0,93	0,95	-	-	-	-0,64	-	3,38	0,14	-	-
63	1.050	350	450	-	0,04	-	-0,16	-0,64	-	-	-	0,07	-	2,22	2,66	-	-

Tab. 46: Spannungszuwächse [%] im Hauptträger-Untergurt hervorgerufen durch die Eckverstärkung

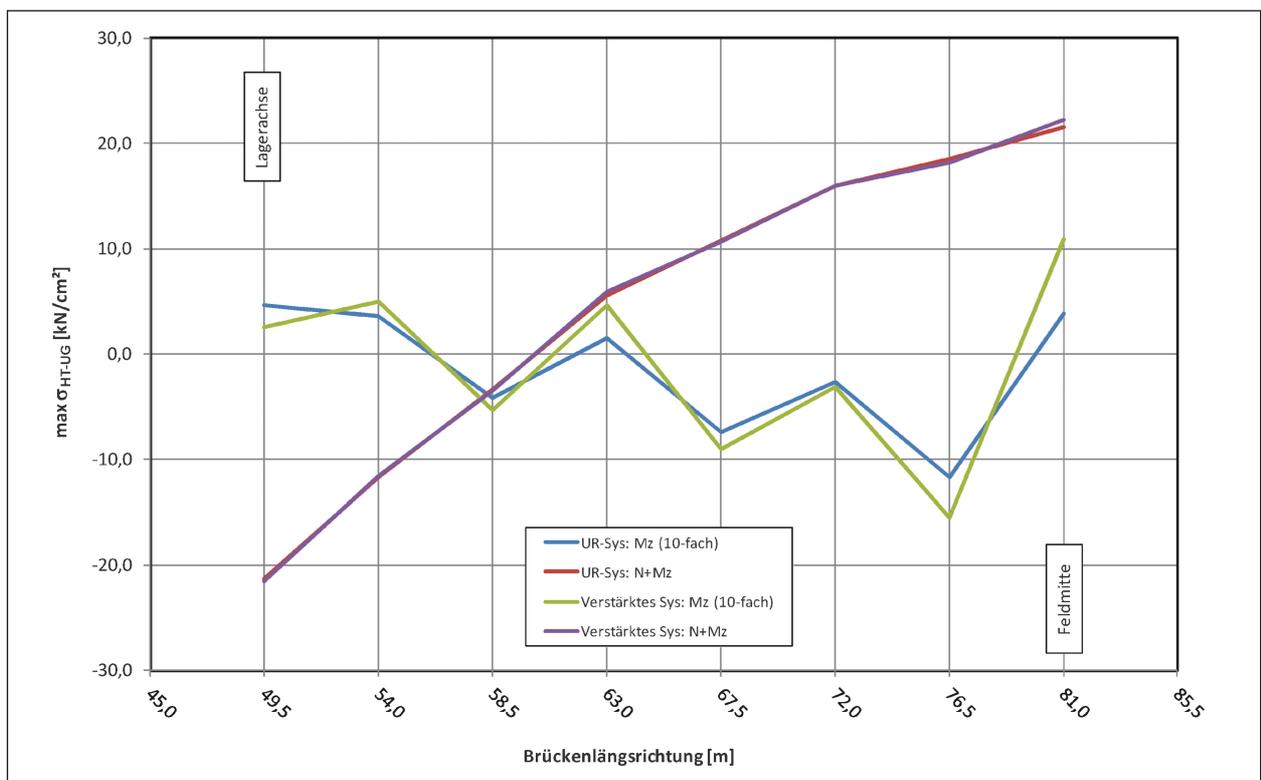
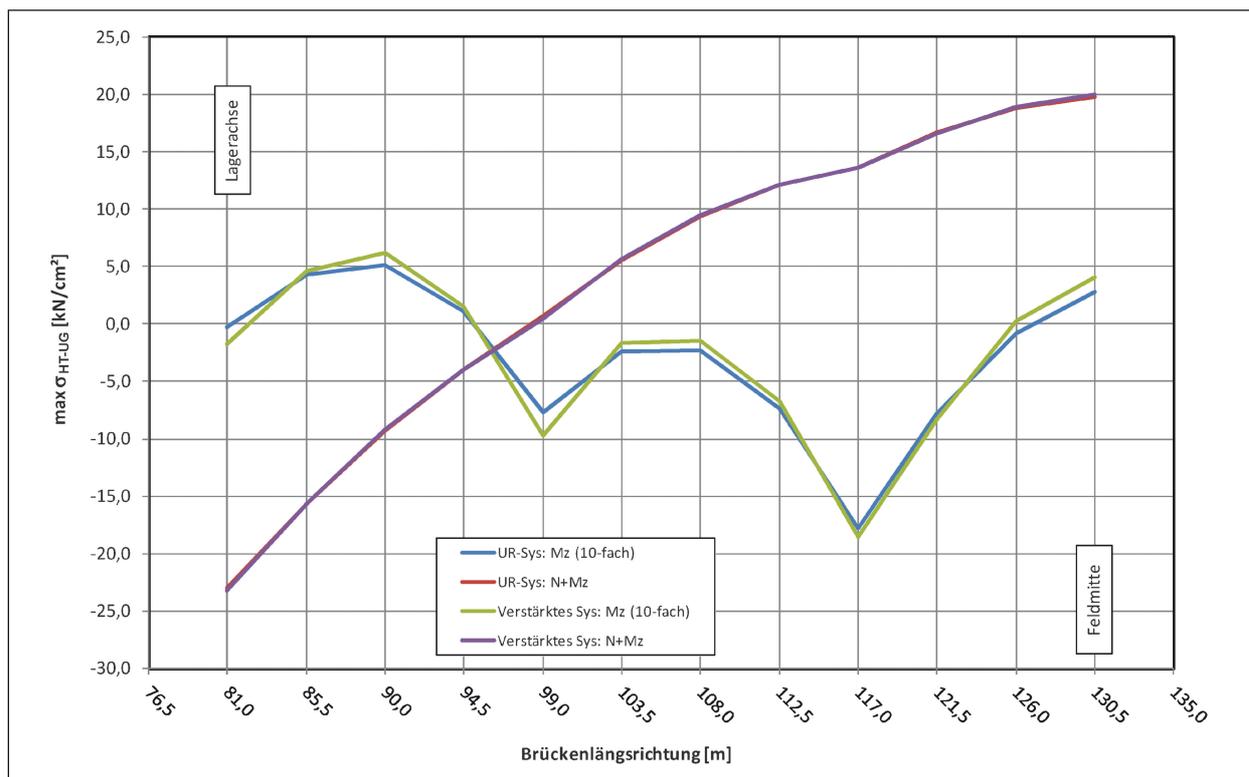


Bild 105: Verlauf der Spannungen im HT-Untergurt für das System 63-1050-230-450-V0900 im mittleren Feld von der Lagerachse bis zur Feldmitte



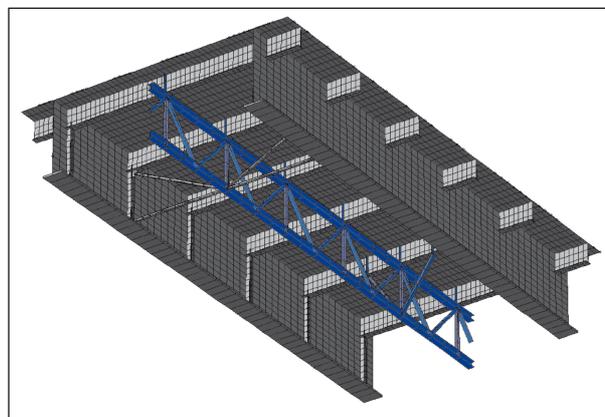
**Bild 106:** Verlauf der Spannungen im Hauptträger-Untergurt für das System 99-1050-370-450-V1800 im mittleren Feld von der Lagerachse bis zur Feldmitte

## 8.9 Variante 5: Lastverteilende Fachwerklängsträger

### 8.9.1 Untersuchte Systeme

Sinnvoll anzuwenden ist diese Variante nur bei offenen Systemen mit großen Querträgerspannweiten. Daher beschränkt sich dieser Kapitel auf die Systeme mit einem Hauptträgerabstand von  $a_{HT} = 10,50$  m. Weiterhin werden nur Systeme mit 99,0 m Spannweite sowie engem und großem Abstand der Querverbände untersucht.

Die lastverteilenden Längsträger werden in Anlehnung an die Ausführung bei der Haseltalbrücke mit der maximalen Bauhöhe gewählt, indem der Fachwerk-Untergurt in die Ebene der Hauptträger-Untergurte gelegt wird. Der Fachwerk-Obergurt wird mittig zwischen den Hauptträgern unter die Querträger gesetzt. Die Anordnung der Diagonalstäbe richtet sich nach dem Querträgerabstand. Zur Schubkraftübertragung zwischen Fachwerk-Obergurt und Querträger werden Lasteinleitungssteifen vorgesehen (vgl. SPRINGER [15]). Weiterhin sind bei großen Verbandsabständen zur seitlichen Stabilisierung des Fachwerk-Untergurts Abstreben erforderlich. Ein Ausschnitt eines so aufgebauten FE-Modells zeigt das Bild 107.



**Bild 107:** Ausschnitt des FE-Modells mit lastverteilendem Fachwerklängsträger (blau)

Die Querschnitte des lastverteilenden Fachwerks sind für die Untersuchungen einheitlich für alle Systeme gleich gewählt.

### 8.9.2 Ergebnisse Ermüdung

Zunächst wird die Wirkung des lastverteilenden Längsträgers anhand einer Einflusslinie in Querrichtung dargestellt. Dazu wird beispielhaft das System 99-1050-370-150-V0300 herangezogen, bei dem sich im unverstärkten Zustand die größten

Spannungsschwingbreiten in den auflagennahen Querträgerachsen 58 (mit Verband) und 59 (ohne Verband) ergeben. Es zeigt sich dass der Unterschied zwischen beiden Achsen unbedeutend für das Verständnis ist, sodass nur die Achse 58 im Bild 108 dargestellt wird. Darin ist gut zu erkennen, wie der lastverteilende Fachwerklängsträger die maximale Spannung im kritischen Detailpunkt um 36 % reduziert. Gleichzeitig verschiebt sich die

Stelle der maximalen Spannung um 1,25 m näher zum Hauptträger. Daher wird zum Vergleich der Spannungsschwingbreiten die Überfahrt des LKW3 an den verstärkten Systemen in der ungünstigen Position bei  $Y = 3,75$  m ermittelt. Die ermittelten Spannungsschwingbreiten sind in der Tabelle 47 für die normalen Achsen und in für die Verbandsachsen angegeben. Wie zuvor sind die Werte abhängig von der Kerbfalleinstufung farblich hinterlegt. Die

Kerbfallklasse 36					Normale Achse		
Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D = 26,56$ N/mm <sup>2</sup>					UR-Sys.	FW-Sys.	$\Delta$ [%]
Schwellenwert $\Delta\sigma_L = 14,57$ N/mm							
99	1.050	370	150	V0300	38,1	19,4	49,0
99	1.050	550	150	V0300	28,7	15,9	44,4
99	1.050	370	150	V1800	38,4	20,7	46,2
99	1.050	550	150	V1800	29,8	17,4	41,6
99	1.050	370	450	V0900	37,1	24,4	34,1
99	1.050	550	450	V0900	27,1	18,9	30,4
99	1.050	370	450	V1800	36,2	24,6	32,1
99	1.050	550	450	V1800	26,9	18,5	31,3

Tab. 47: Maximale Spannungsschwingbreiten aus der Überfahrt des LKW3 für die normalen Achsen

Kerbfallklasse 56					Verbandsachse		
Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D = 41,26$ N/mm <sup>2</sup>					UR-Sys.	FW-Sys.	$\Delta$ [%]
Schwellenwert $\Delta\sigma_L = 22,66$ N/mm							
99	1.050	370	150	V0300	43,5	21,4	50,7
99	1.050	550	150	V0300	33,1	18,6	43,9
99	1.050	370	150	V1800	42,9	21,1	50,8
99	1.050	550	150	V1800	32,9	18,2	44,8
99	1.050	370	450	V0900	41,6	25,3	39,2
99	1.050	550	450	V0900	30,0	20,3	32,3
99	1.050	370	450	V1800	41,8	25,3	39,5
99	1.050	550	450	V1800	29,9	20,3	32,4

Tab. 48: Maximale Spannungsschwingbreiten aus der Überfahrt des LKW3 für die Verbandsachsen

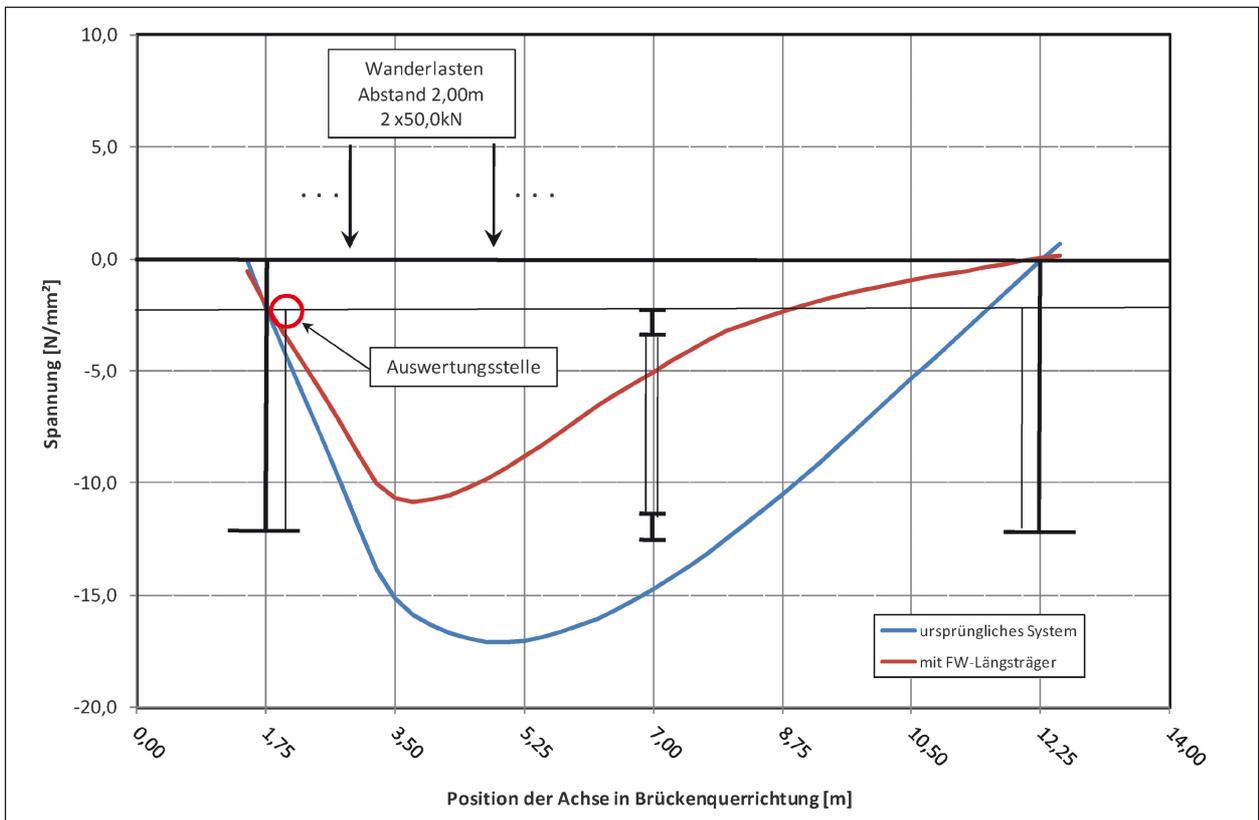


Bild 108: Einflusslinie infolge einer wandernden Achslast für das System 99-1050-370-150-V0300 (QT-Achse 58) mit und ohne lastverteilenden Fachwerklängsträger

Spannungsreduktionen fallen bei kleinem Querträgerabstand höher aus als bei großem Querträgerabstand, da durch das Fachwerk weniger benachbarte Querträger aktiviert werden können. Daneben sind die bezogenen Reduktionen trotz größerer Bauhöhe und damit größerer Steifigkeit bei schlanken Konstruktionen etwas größer.

Der Einfluss des Verbandsabstands  $a_{QV}$  ist wie auch schon in Kapitel 8.6 festgestellt unbedeutend. Insgesamt liegen die Reduktionen in einem Bereich zwischen 30 % und 50 %.

In den Verbandsachsen liegen die reduzierten Spannungsschwingbreiten im Bereich des Schwellenwerts der Ermüdungsfestigkeit. In den normalen Achsen liegen alle reduzierten Werte unterhalb der Dauerfestigkeit und teilweise sogar im Bereich des Schwellenwerts. Jedoch liegt der reduzierte Wert z. B. bei dem System 99-1050-370-450-V1800 nur leicht unterhalb der Dauerfestigkeit, was im Vergleich zu dem erheblichen Aufwand der Maßnahme als nicht ausreichend angesehen werden kann.

Über die Wahl größerer Querschnitte für die Gurte und Diagonalen des Fachwerks sind nur geringfügige Verbesserungen möglich. So ergibt sich für das System 99-1050-370-450-V1800 bei einer Verdoppelung der Querschnittsflächen eine reduzierte Schwingbreite von  $\Delta\sigma = 22,6 \text{ N/mm}^2$  statt  $24,6 \text{ N/mm}^2$ .

### 8.9.3 Tragfähigkeitssteigerung

Durch den lastverteilenden Fachwerk-Längsträger ergeben sich auch Vorteile hinsichtlich der globa-

len Tragfähigkeit. Daher ist im Hinblick auf den erheblichen Material- und Montageaufwand, den diese Maßnahme erfordert, eine Anwendung nur dann sinnvoll, wenn das betreffende Bauwerk gleichzeitig zu den Kategorie-3-Schäden auch globale Tragfähigkeitsdefizite aufweist und ähnlich wie bei der Haseltalbrücke geschehen (Kapitel 3.1), im Zuge der Instandsetzungsarbeiten ertüchtigt werden soll. Somit stellt sich die Frage, in welcher Größenordnung sich die Tragfähigkeitssteigerungen bewegen.

Dazu werden nachfolgend die Spannungen über der Stütze und im Feld differenziert nach ständigen und veränderlichen Lasten (ungünstigste Laststellung) und für die unterschiedlichen Bauzustände in Tabelle 49 betrachtet. Die Zahlen zeigen, dass die Tragfähigkeitssteigerungen  $\Delta P$  im Feld größtenteils durch das zusätzliche Gewicht des Fachwerks aufgebraucht werden. Über der Stütze sind die zusätzlichen Spannungen aus dem Fachwerk sogar durchgängig größer, als der Tragfähigkeitsgewinn  $\Delta P$  bei den veränderlichen Lasten, was vor allem an der indirekten Lagerung des Fachwerkträgers in den Lagerachsen liegt. Auch eine vergleichende Berechnung für das System 99-1050-550-150-V0300 mit einer direkten Lagerung des Fachwerks in den Lagerachsen und einer Verdoppelung der Gurtfläche bringt keine nennenswerten Verbesserungen in den Ergebnissen.

Damit kann mit den durchgeführten Untersuchungen keine pauschale Aussage über mögliche Tragfähigkeitssteigerungen getroffen werden. Im Einzelfall können lohnenswerte Verbesserungen wie bei der Haseltalbrücke möglich sein.

					Feld					Stütze				
					EG ohne FW	$\Delta$ aus FW	P ohne FW	P mit FW	$\Delta P$	EG ohne FW	$\Delta$ aus FW	P ohne FW	P mit FW	$\Delta P$
99	1.050	370	150	V0300	30,3	2,1	90,1	87,2	2,9	60,0	4,1	92,8	90,5	2,4
99	1.050	370	150	V1800	30,2	2,1	86,1	84,1	1,9	62,1	4,3	86,8	84,1	2,7
99	1.050	370	450	V0900	38,2	1,7	81,7	79,8	1,9	74,9	3,2	85,8	84,0	1,8
99	1.050	370	450	V1800	39,1	1,8	78,9	77,1	1,8	76,0	3,4	83,9	82,0	1,8
99	1.050	550	150	V0300	29,9	2,1	91,6	86,9	4,7	63,0	4,2	98,7	95,8	2,9
99	1.050	550	150	V1800	30,3	2,2	86,2	81,7	4,5	63,7	4,4	92,1	88,9	3,2
99	1.050	550	450	V0900	36,3	1,8	79,3	76,7	2,6	76,4	3,6	88,4	86,3	2,1
99	1.050	550	450	V1800	35,8	2,0	77,9	73,8	4,1	77,0	3,8	86,3	84,2	2,1

Tab. 49: Spannungen im Hauptträger-Untergurt mit und ohne Fachwerk-Längsträger [N/mm<sup>2</sup>]

## 9 Ermüdungsversuch

### 9.1 Allgemeines

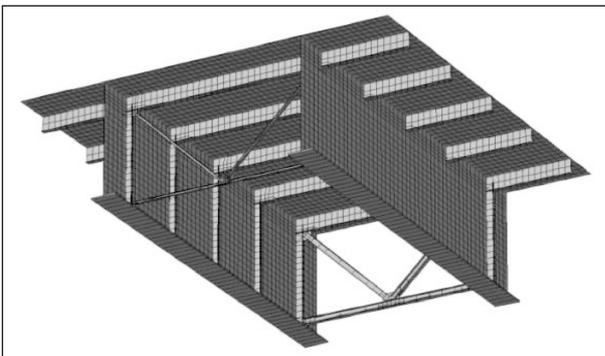
Da es für die Instandsetzungsvariante 3 aus Kapitel 5.3.3, bei der die alten Verbände entfernt und neue Bauteile zur Verstärkung der Querrahmen eingebaut werden, noch keine Erfahrungen aus der Praxis gibt, soll diese Variante durch einen Versuch simuliert werden. Um einen entsprechenden Versuch durchführen zu können, wird nur der kritische Ausschnitt eines möglichen Quersystems betrachtet. Als Grundlage für den Versuch dient ein fiktives Brückenbauwerk, das in folgendem Kapitel ausführlich beschrieben wird. Zwei numerische Modelle stellen den rechnerischen Kontext für den Versuch dar. Das Erste entspricht dem ursprünglichen System mit Querverbänden und das zweite stellt die instandgesetzte Brücke mit Rahmenaussteifung dar.

### 9.2 Das zugrunde liegende fiktive Brückenbauwerk

#### 9.2.1 Geometrie des ursprünglichen Systems

Das statische System ist ein Durchlaufträger mit drei Feldern. Das fiktive Bauwerk hat einen offenen Querschnitt mit Abmessungen, die typisch für eine zweistreifige Verkehrsführung mit Seitenstreifen sind. In Bild 109 ist ein Ausschnitt des numerischen Modells über fünf Querträgerachsen einschließlich einer Lagerachse (im Bild unten rechts) und einer Verbandsachse (im Bild oben links) dargestellt.

Eine ausführliche Zusammenstellung der gewählten Querschnittsparameter findet sich im Anhang H. Die wichtigsten Kenndaten sind in Tabelle 41 zusammengefasst. Die Steifigkeit der Fahrbahnplatte wurde in Anlehnung an die Festlegungen aus dem DIN FB 103 [3], Kapitel IV-1 gewählt.



**Bild 109:** Ausschnitt des fiktiven Bauwerks im numerischen Modell als ursprüngliches System

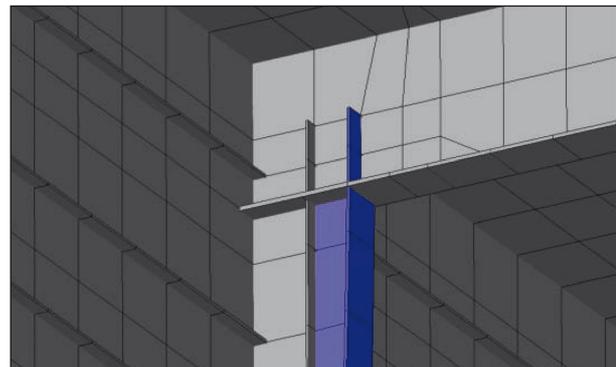
#### 9.2.2 Geometrie der Verstärkung

Die Verstärkung wird so ausgelegt, dass sich ähnliche Steifigkeitsverhältnisse wie bei der Sinntalbrücke ergeben ( $\kappa_5 = 0,6$ ). Dazu werden die Quersteifen über ihre gesamte Länge mit einem zusätzlichen Steg- und Gurtblech verstärkt, sodass die Bauhöhe der Quersteifen im Bereich der Rahmenecke nunmehr 430 mm beträgt. Zur Gewichtsreduzierung wird diese Höhe bis zur Ebene der HT-Untergurte auf 350 mm reduziert. Weitere Angaben zur Geometrie der Verstärkung finden sich im Anhang H.

Die verstärkte Rahmenecke ist in Bild 110 ausschnittsweise dargestellt (Verstärkungsbleche in blau). Mit Ausnahme der Lagerachsen werden die Verbände und Knotenbleche in allen Achsen vollständig entfernt.

System	
Stützweiten	87,5 – 100,0 – 87,5 m
Gesamtbreite	15,0 m
Hauptträger	
Abstand $a_{HT}$	8,0 m
Höhe $h_{HT}$	4.500 mm
Querträger	
Abstand $a_{QT}$	3,125 m
Höhe $h_{QT}$	600 mm
Quersteifen	
Höhe $h_{QS}$	250 mm
Querverbände	
Abstand $a_{QV}$	12,5 m

**Tab. 50:** Wesentliche Kenndaten des fiktiven Bauwerks



**Bild 110:** Ausschnitt der verstärkten Rahmenecke aus dem numerischen Modell

### 9.2.3 Kritische Detailpunkte und Auswertungsstelle im System

Typische Schäden der Kategorie 3 treten im Bereich der Knotenbleche von Querverbänden auf, da an diesen Punkten konzentrierte Beanspruchungen mit einer ungünstigen Kerbwirkung zusammenfallen. Darüberhinaus ist denkbar, dass der Querträger-Untergurt durch das vorhandene Knotenblech im ursprünglichen System eine gewisse Vorschädigung erfahren hat, die sich ungünstig auf die Ermüdungstragfähigkeit des neuen Anschlusspunktes auswirken könnte. Ebenso können Effekte der Wärmebehandlung beim Herauslösen alter Bauteile die Ermüdungstragfähigkeit des neuen Anschlusspunktes beeinflussen. Aus diesen Gründen wird für den Versuch ein Quersystem mit Verbänden ausgewählt.

Die maßgebenden Details mit den zugehörigen Kerbfallklassen sind in Bild 111 dargestellt und entsprechen Festlegungen aus Kapitel 8.7.1.

Die zuvor durchgeführten numerischen Untersuchungen (Kapitel 8) haben gezeigt, dass die höchst beanspruchten Quersysteme im Bereich der Lagerachsen liegen. Daher bildet der Versuch den kritischen Ausschnitt der ersten Verbandsachse (QT33, Bild 112) vor dem Mittelaufleger im Hauptfeld ab.

### 9.2.4 Belastung

Die Wahl der ermüdungswirksamen Lasten erfolgt nach den gleichen Gesichtspunkten, wie sie in Kapitel 8.3.2 beschrieben sind. So können die Lastwechselzahlen aus dem Versuch ohne Umrechnungen als Anzahl der ertragbaren Über-

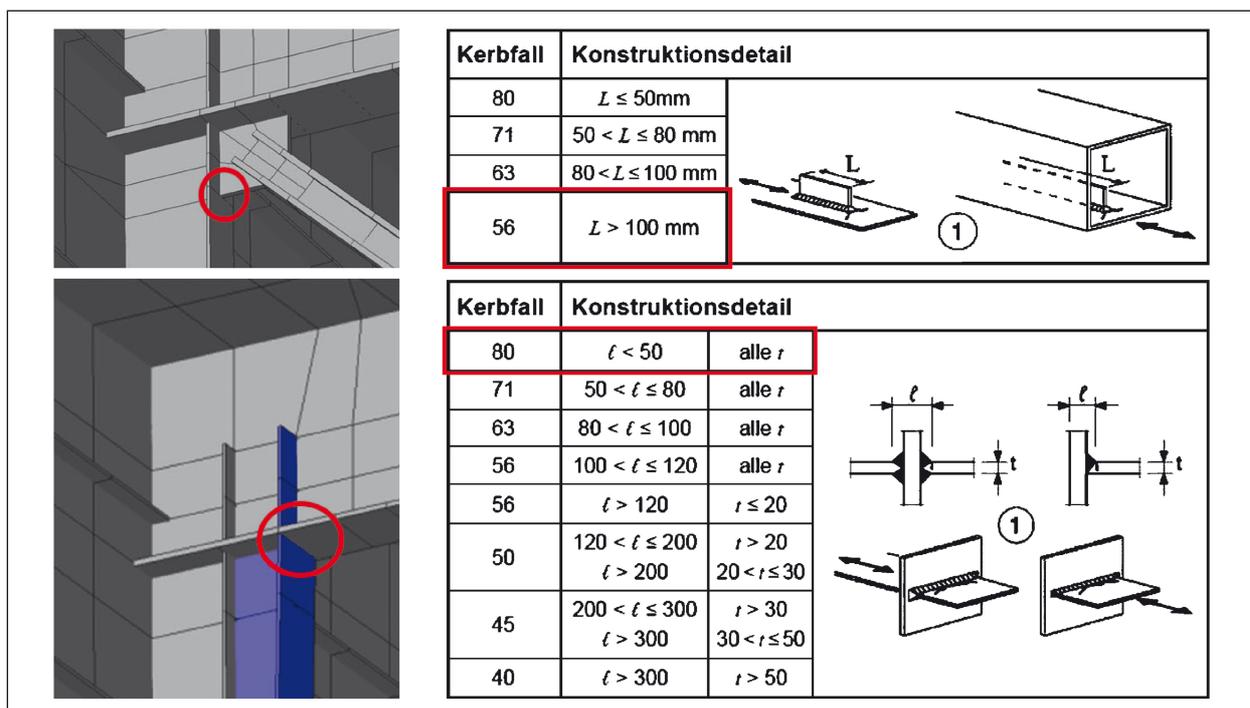


Bild 111: Kerbfallklassen der kritischen Detailpunkte gemäß Tabelle 8.4 aus DIN EN 1993-1-9 [7]

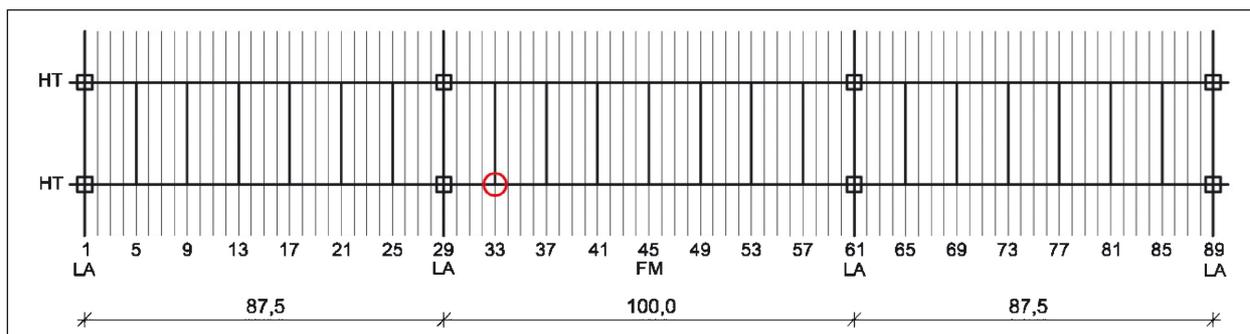


Bild 112: Übersicht des Systems im Grundriss mit Auswertungsstelle am QT33

fahrten eines Lastkraftwagens interpretiert werden.

Vor dem Hintergrund, dass der LKW3 aus dem Ermüdungslastmodell 2 das zulässige Gesamtgewicht nach StVO mit 63,0 t deutlich übersteigt, ist es sinnvoll ebenfalls den gleichartigen Lkw aus dem Ermüdungslastmodell 4 für den Versuch zu betrachten. Bei einem Gesamtgewicht von 49,0 t hat er bei gleichem Lastbild geringere Achslasten (Tabelle 4.7 aus DIN EN 1991-2 [5]).

Da sich öffnende Risse in einem Versuch besser erkannt werden können, als überdrückte Risse, wird die Belastung in Querrichtung auf dem Kragarm in äußerster Stellung angeordnet, sodass die kritischen Detailpunkte im Bereich von Zugspannungen liegen.

### 9.2.5 Spannungsschwingbreiten

Zur Berechnung der Spannungsschwingbreite werden die Lastmodelle in Längsrichtung verschoben. Für die unterschiedlichen Laststellungen werden die Spannungen an den kritischen Detailpunkten ausgewertet. In einem Diagramm aufgetragen ergeben sich die Verläufe der Spannungen infolge

der Überfahrten. In Bild 113 sind die Spannungsverläufe der Überfahrten eines 63,0t-Lkw sowohl für das ursprüngliche als auch für das verstärkte System dargestellt. Für einen 49,0t-Lkw ergeben sich qualitativ gleiche Verläufe. Die maximalen Spannungen ergeben sich, wenn die hinteren drei Achsen des Fahrzeugs über der Querträgerachse 33 stehen. Die Spannungen des verstärkten Systems sind in dieser Achse gegenüber dem ursprünglichen System deutlich reduziert. Eine Auswertung der Verläufe mit der Reservoir-Methode zeigt, dass die Überfahrten eines Lastkraftwagens für beide Systeme im wesentlichen durch ein Spannungsspiel zwischen den Maximalwerten charakterisiert sind.

Die berechneten Spannungsschwingbreiten, die dem Versuch zugrunde liegen, gehen aus Tabelle 51 hervor.

$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Ursprüngliches System	Verstärktes System
49,0t-Lkw	55,2	43,1
63,0t-Lkw	73,4	58,2

Tab. 51: Berechnete Spannungsschwingbreiten [N/mm<sup>2</sup>] für den Versuch

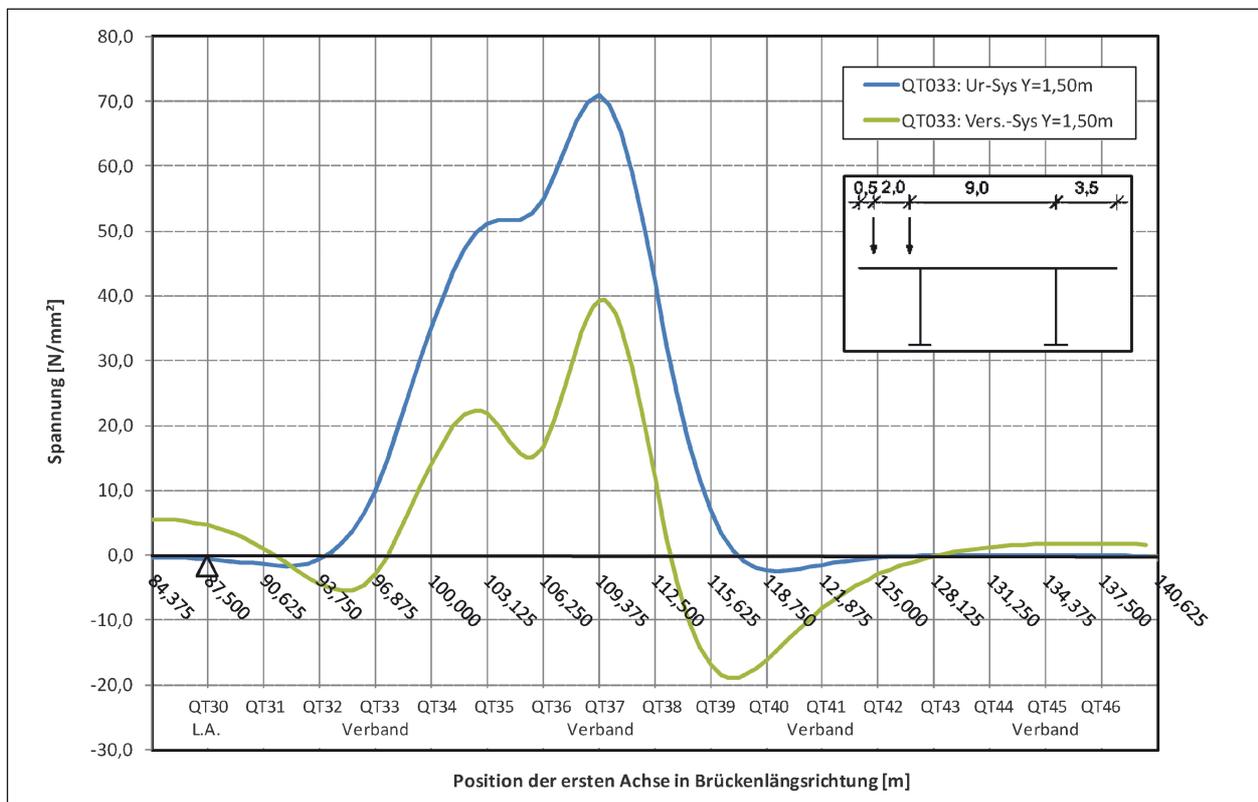


Bild 113: Spannungsverläufe für eine Überfahrt eines 63,0t-Lkws für die kritischen Detailpunkte in der Querträgerachse 33 bei ausmittiger Laststellung auf dem Kragarm

## 9.3 Versuchsplanung

### 9.3.1 Versuchsablauf

Der Versuch ist in zwei Teile gegliedert. Der erste Teil simuliert die ursprüngliche Konstruktion, bei der die Queraussteifung über regelmäßig angeordnete Verbände realisiert wird und die Schweißverbindungen im Bereich des Knotenblechs aus Kehlnähten bestehen. Durch diese ermüdungstechnisch ungünstige Ausführung soll ein repräsentativer Kategorie-3-Schaden versuchstechnisch provoziert werden. Der Versuchskörper erhält somit vor der Instandsetzung eine realistische Belastungsgeschichte und Vorschädigung.

Nach dem Auftreten des erwarteten Ermüdungsrisse wird der Versuch angehalten, damit der Versuchskörper repariert und umgebaut werden kann. Dazu wird das Knotenblech schonend herausgelöst und der Riss fachgerecht repariert. Schließlich können die verstärkenden Bauteile in geeigneter Art und Weise eingebaut werden. Der Umbau des Versuchskörpers soll unter realitätsnahen Verhältnissen hinsichtlich der äußeren Bedingungen und der Schweißpositionen stattfinden.

Im zweiten Teil des Versuchs wird der umgebaute Versuchskörper einer erneuten, jedoch geänderten Ermüdungsbeanspruchung unterzogen, die sich aus dem verstärkten System mit rahmenartiger Queraussteifung ergibt (vgl. Tabelle 51). Dieser Teil des Versuchs soll nachweisen, dass die Instandsetzungsvariante 3 nicht nur in der Theorie eine aussichtsreiche Lösung darstellt, indem eine bestimmte Lastwechselzahl ohne erneuten Riss ertragen werden kann. Sollte vor dem Erreichen dieser Lastwechselzahl ein erneuter Riss auftreten, so können die Form und die Lage Hinweise auf Probleme geben, die bei den theoretischen Betrachtungen bislang keine Rolle gespielt haben.

### 9.3.2 Versuchsaufbau

Der kritische Ausschnitt, den der Versuchskörper darstellt, besteht aus dem Anschluss zwischen Querträger und Quersteife mit Knotenblech. Charakteristische Belastungsgröße ist das Biegemoment im Anschnitt der Quersteife an das Knotenblech bzw. an den Querträger-Untergurt, das sich durch die Biegesteifigkeit der Verbindung einstellt. Die realen Verläufe der Belastungsgrößen sind für die zu untersuchenden Effekte im Detailpunkt irrelevant. Insofern ist es für den Versuch zweckmäßig,

die Quersteife als Kragarm, eingespannt in den Querträger und mit konstantem Biegemoment zu betrachten. Durch einen horizontalen Lasteinleitungsträger ist eine einfache vertikale Anordnung der hydraulischen Presse möglich. Der Querträgerabschnitt kann bei dieser Anordnung mit wenig Aufwand wirkungsvoll im Spannungsfeld des Versuchsstands verankert werden. Aus dem Versuchsaufbau, der in Bild 114 dargestellt ist, ergibt sich das statische System gemäß Bild 115, mit dem die erforderlichen Pressenlasten berechnet werden können, um die Spannungsschwingbreiten aus Tabelle 51 zu simulieren.

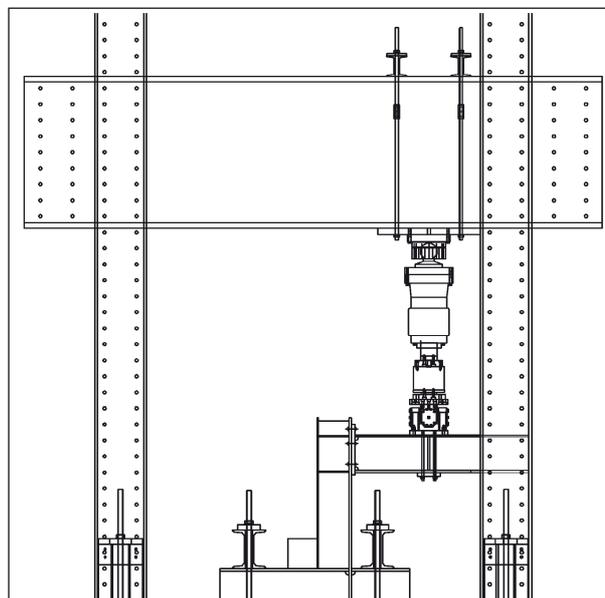


Bild 114: Übersicht des Versuchsaufbaus

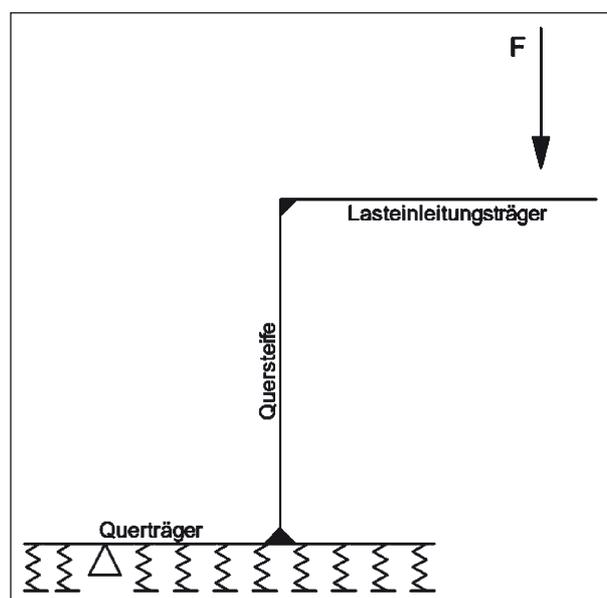


Bild 115: Statisches System des Versuchsaufbaus

### 9.3.3 Versuchskörper

Um einen behandelbaren Versuchskörper zu erhalten, wurde der Quersteifen-Obergurt, der gleichzeitig Hauptträgersteg ist und eigentlich eine geringe Blechdicke und eine große Breite aufweist, zu einem gedrungenen Gurt komprimiert, ohne dabei die Steifigkeiten zu verändern. Dazu wurden die mittragenden Breiten aus den numerischen Modellen ermittelt. Zusammen mit der gewählten Blechdicke, die sich aus dem geschraubten Kopfplattenanschluss des Lasteinleitungsträgers ergibt, wurde die Gurtbreite des Versuchskörpers ermittelt. Somit ergeben sich im Versuchskörper, verglichen mit den numerischen Berechnungsmodellen, gute Übereinstimmungen hinsichtlich der Nennspannungen.

Die Kräfte in den Verbandsstäben bleiben in den numerischen Berechnungen verhältnismäßig klein ( $\Delta N = 4,9$  kN durch 63t-Lkw), sodass deren Wirkung für den Versuch vernachlässigt werden kann. Das Knotenblech dient somit im ersten Teil des Versuchs nur dazu, den maßgebenden Kerbfall im ursprünglichen System zu simulieren.

Zur Vereinfachung der Fertigung haben die verstärkenden Bauteile für den zweiten Teil des Versuchs im Vergleich zum numerischen Modell keine veränderliche Bauhöhe. Die Ergebnisse bleiben davon unbeeinflusst, da durch das statische System des Versuchsaufbaus die Spannungen in den relevanten Querschnitten nur von der Kraft  $F$  abhängig sind (Bild 115).

Alle Bauteile und Schweißnähte, die nicht zum kritischen Detail gehören, wurden so ausgelegt, dass deren Ermüdungsbeanspruchung unterhalb der Dauerfestigkeit liegt und ein ungewolltes Versagen rechnerisch ausgeschlossen werden kann. Detaillierte Zeichnungen des Versuchskörpers finden sich im Anhang I.

Als Material wurde ein S355J2+N verwendet, für den Materialzeugnisse vorliegen.

### 9.3.4 Versuchsdurchführung

Die Auswertungsergebnisse der Spannungsverläufe (Kapitel 9.2.5) der Überfahrten rechtfertigen für beide Teile des Versuchs sinusförmige Lastaufbringungen mit konstanten Doppelamplituden. Die dynamischen Pressenkräfte (Ober- und Unterlast) wurden durch die Spannungsschwingbreiten aus Tabelle 51 und das statische System des Versuchsaufbaus aus Bild 116 bestimmt. Um den Ein-

fluss möglicher Setzungen im Versuchsaufbau zu minimieren wurde mit der Presse eine Grundlast von 10,0 kN aufgebracht, sodass der Versuchskörper durch zyklisch schwellende Beanspruchungen belastet wurde.

Versuchstechnisch wurden Weg- und Kraftgrenzen als Abbruchkriterien definiert. Zur frühzeitigen Erkennung möglicher Risse wurden regelmäßige Sichtprüfungen ähnlich einer Bauwerkprüfung nach DIN 1076 durchgeführt.

## 9.4 Dokumentation

### 9.4.1 Erster Teil

In einer ersten Belastungsstufe wurde die zyklische Beanspruchung aus der Überfahrt eines 49t-Lkw mit 3,5 Hz aufgebracht. Ohne erkennbaren Schaden wurde der Versuch nach 4,87 Mio. Lastwechseln angehalten. Rechnerisch sollte der erste Riss bereits bei 2,1 Mio. auftreten.

Durchgeführte Dehnungsmessungen bestätigten die rechnerisch ermittelten Spannungen.

Es folgte eine Steigerung der Last auf den Wert aus der Überfahrt eines 63t-Lkw mit 2,5 Hz. Bei einer Zahl von 2,48 Mio. Lastwechseln nach der Laststeigerung wurde ein Riss im Bereich der Umschweißung des Knotenblechs an den Gurt der Quersteife entdeckt. Die Sichtprüfung vom Vortag bei 2.30 Mio. Lastwechseln war noch ohne Befund



**Bild 116:** Schweißnahttriss an der oberen Umschweißung des Knotenblechs vorne; Länge 25 mm



**Bild 117:** Schweißnahttriss einseitig bis in Halskehlnaht auf der Gegenseite gewachsen

geblieben. Schließlich wurde der Versuch bei 2,55 Mio. Lastwechseln angehalten.

Unter einer statischen Last wurden die Rissenden mithilfe einer Risslupe (40-fache Vergrößerung) markiert. Die Länge betrug ca. 25 mm. Weiterhin war der Riss auf einer Seite des Stegs in die Halskehlnaht der Quersteife gewachsen.

#### 9.4.2 Beschreibung des Umbaus

Der Umbau des Versuchskörpers wurde unter realen Bedingungen im Freien bei trockenem Wetter, geringem Wind und Temperaturen von ca. 20 °C durchgeführt. Der Versuchskörper wurde so aufgestellt, dass die Schweißpositionen den Verhältnissen in einem realen Bauwerk entsprachen (Bild 119).

Die Reparatur- und Umbauarbeiten wurden von zwei Arbeitern mit gültigen Schweißzeugnissen für die eingesetzten Schweißprozesse (MAG mit Massivdrahtelektrode G4Si1 und Schutzgas M21) durchgeführt.

Nachfolgend sind die einzelnen Arbeitsschritte in chronologischer Reihenfolge detailliert beschrieben. Eine ausführliche Fotodokumentation findet sich im Anhang J.

1. Das Knotenblech wurde mittels autogenem Brennscheiden aus der Konstruktion herausgelöst. Dabei wurde ein Abstand von 8-10 mm zu den verbleibenden Bauteilen stehen gelassen. Vor dem blechebenen Beschleifen des restlichen Überstands wurde dieser mit einer weichen Flamme auf ca. 2-3 mm reduziert, um den Zeitaufwand zu minimieren. Durch das Schleifen wurden die Blechdicken im bearbeiteten Bereich leicht reduziert. Zeitaufwand: eine Stunde.
2. Schrittweise wurde der Riss mittels Fingerschleifer ausgefugt. Das Schleifen fand im Wechsel mit Magnetpulverprüfungen statt, um die Risslänge richtig zu erfassen und den Verlauf des Risses zu dokumentieren. Auf das übliche Abbohren der Rissenden wurde verzichtet, da der Gurt relativ schmal und die Lage des Risses weitestgehend bekannt war. Zeitaufwand: eine Stunde.
3. Reparaturschweißung der ausgefugten Stelle, zunächst durch stegseitiges Schließen der Löcher (PF) und dann durch gurtseitiges Aufpuffern (PC). Schweißspritzer und Schlacke wur-

den nach jeder Lage durch Schleifen entfernt. Schließlich wurden die Oberflächen beschliffen. Zeitaufwand: ein halbe Stunde.

4. Gurt, Steg und Steifen des neuen Bauteils waren in der Werkstatt zu einem Bauteil vorgefertigt worden. Das verstärkende Bauteil war etwas zu lang geliefert worden und musste mit einer Säge gekürzt werden. Weiterhin war der Spalt zwischen neuem und altem Bauteil stellenweise zu groß. Durch Flammrichten wurde der Spalt auf maximal 1 mm reduziert. Im Bereich des alten Knotenblechs lag das Spaltmaß wegen der Schleifarbeiten zur Entfernung des Knotenblechs bei maximal 2 mm. Zeitaufwand eineinhalb Stunden.
5. Die neuen Bauteile wurden dann vollständig verschweißt. Zunächst wurde das Bauteil geheftet, dann wurden die Nähte des Querträgeranschlusses hergestellt (PD) und schließlich wurden die Halskehlnähte (PF) geschweißt. Die genaue Schweißreihenfolge geht aus Bild 118 in Verbindung mit Tabelle 52 hervor. Abschließend

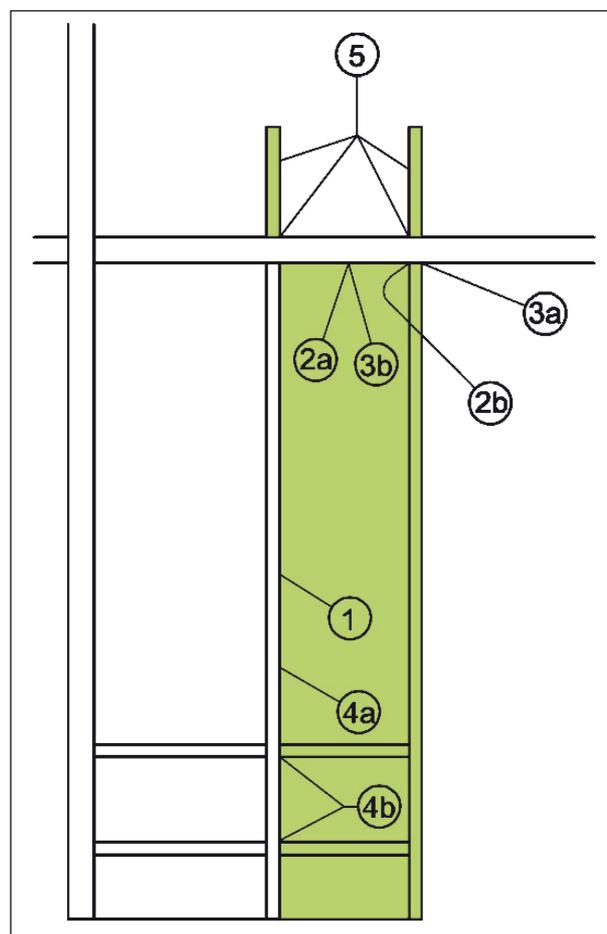


Bild 118: Schweißreihenfolge, neue Bauteile grün markiert

1	Heftnähte mit 50 mm Länge, beidseitig des Stegs und mittig in vertikaler Richtung
2	a) Wurzelschweißung der Stegnaht b) Wurzelschweißung der Gurtnähte innen Nach den Wurzelschweißungen wurden die Wurzellagen von der Gegenseite ausgefugt
3	a) Schweißen der Decklagen für die Gurtnaht b) Schweißen der Decklagen für die Stegnaht
4	a) abschnittsweise und wechselseitiges Schweißen der Kehlnähte zwischen neuem Steg und altem Gurt b) im Zuge dessen Verschweißung der Steifen mit dem alten Gurt
5	Einschweißen der zusätzlichen Lasteinleitungssteifen

Tab. 52: Beschreibung der Schweißreihenfolge



Bild 119: Versuchskörper nach Abschluss der Reparatur- und Umbauarbeiten

wurden die Lasteinleitungssteifen am Querträger eingebaut. Zeitaufwand für die Schweißarbeiten: zweieinhalb Stunden.

### 9.4.3 Zweiter Teil

Um eine Vergleichbarkeit zu den Lastwechselzahlen des ersten Teils zu erlangen, wurde auch im zweiten Teil zunächst die Last eingestellt, die sich aus der Überfahrt eines 49t-Lkw ergibt. Die Frequenz betrug 3,0 Hz.

Bei ca. 3,98 Mio. Lastwechseln wurde ein erster Anriss im Kopfplattenanschluss des Lasteinleitungsträgers festgestellt. Ausgehend von der Umschweißung der Stegausemmung des Walzträgers



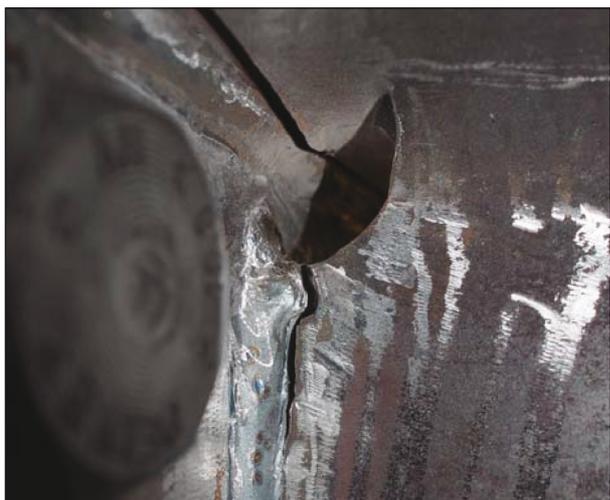
Bild 120: Anriss Stegnaht Lasteinleitungsträger



Bild 121: Durchgerissener Zuggurt des Lasteinleitungsträgers

verlief der Riss, wie das Bild 120 zeigt, in Richtung der Schwereachse des Querschnitts. Da sich der Riss im Druckbereich befand und nach einiger Zeit kein weiteres Risswachstum erkennbar war, wurde der Versuch ohne Unterbrechung fortgesetzt.

Ohne weitere Schäden wurden 5,30 Mio. Lastwechsel bei der ersten Laststufe des zweiten Teils ertragen. Dann wurde ähnlich zum ersten Teil die zweite Laststufe mit einer Frequenz von 2,6Hz gestartet. Nach weiteren 1,81 Mio. Lastwechseln ist der Lasteinleitungsträger vollständig gerissen, sodass die implementierten Weggrenzen den Versuch angehalten haben. Wie Bild 120, Bild 121 und Bild 122 zeigen, ist der Zuggurt über die gesamte Breite ohne nennenswerte Einschnürung durchgerissen. Weitere Angaben zum Versagen des Lasteinleitungsträgers finden sich im Anhang K.



**Bild 122:** Riss im Steg (Zugbereich) vor Reparaturen des LE-Trägers

Der instandgesetzte Riss aus Teil 1 und die kritischen Anschlussbereiche der alten und neuen Bauteile waren bei Versuchsende ohne Schaden. Dieses Ergebnis der Sichtprüfung konnte durch eine Farbeindringprüfung bestätigt werden.

Da die erreichten Lastwechselzahlen im Vergleich zum Teil 1 noch keine Verbesserung darstellten, wurde der Lasteinleitungsträger repariert, sodass der Versuch fortgesetzt werden konnte. Nach weiteren 9,115 Mio. Lastwechsel wurde der Versuch ohne erkennbare Schäden im Bereich der Instandsetzungen abgebrochen.

## 9.5 Auswertung

Eine übersichtliche und chronologische Zusammenfassung der Lastwechselzahlen, die auch als Anzahl der Überfahrten interpretiert werden können, ist mit Tabelle 53 gegeben.

In Tabelle 54 werden die rechnerischen Lastwechselzahlen bis zum Riss den tatsächlich ertragenen Lastwechselzahlen gegenübergestellt und daraus die Schädigung gemäß Schadensakkumulationshypothese nach PALMGREN und MINER berechnet.

Zunächst ist auffällig, dass im ersten Teil des Versuchs deutlich größere Lastwechselzahlen erreicht wurden als vorausberechnet. Ursächlich dafür ist einerseits die große statistische Sicherheit, die bei der Ermittlung der Kerfallklassen zugrunde gelegt wird (95 % Versagenswahrscheinlichkeit). Andererseits trägt die gute Qualität der Schweißnaht, die unter Werkstattbedingungen und unter Anwendung

		Lastwechsel	Ereignis
Teil 1	49t-Lkw	4.870.000	kein Riss aufgetreten
	63t-Lkw	2.480.000	Riss aufgetreten, Rissbild wie erwartet
	Summe	7.350.000	
Teil 2	49t-Lkw	3.980.000	Anriss Lasteinleitung
		5.300.000	kein Riss aufgetreten
	63t-Lkw	1.810.000	Bruch Lasteinleitung; keine Schäden der kritischen Details
		10.925.000	Abbruch ohne feststellbaren Riss im Bereich der Instandsetzungen
	Summe	16.225.000	

**Tab. 53:** Übersicht Lastwechselzahlen

		Lastwechselzahlen		Schädigung
		rechnerisch bis zum Riss	ertragene	
Teil 1	49t-Lkw	2.100.00	4.870.000	5,11
	63t-Lkw	889.500	2.480.000	
Teil 2	49t-Lkw	23.870.000	5.300.000	2,28
	63t-Lkw	5.300.000	10.925.000	

**Tab. 54:** Vergleich rechnerische und ertragbare Lastwechselzahlen sowie Wert der Schädigung

der heutigen Schweißtechnik hergestellt wurde, zu einer wesentlichen Verbesserung der tatsächlichen Ermüdungsfestigkeit bei. Darüber hinaus wurde die Umschweißung des Knotenblechs nachbearbeitet, sodass von einer Hohlkehlnaht gesprochen werden kann, die eine geringere Kerbwirkung als eine Flach- oder Wölbnah aufweist.

Der Umbau des Versuchskörpers konnte unter realistischen Arbeitsbedingungen durchgeführt werden. Damit zeigt sich, dass zufriedenstellende Schweißnahtqualitäten erzielt werden können. Allerdings war nach Abschluss der Umbauarbeiten ein nennenswerter Schweißverzug augenscheinlich erkennbarer.

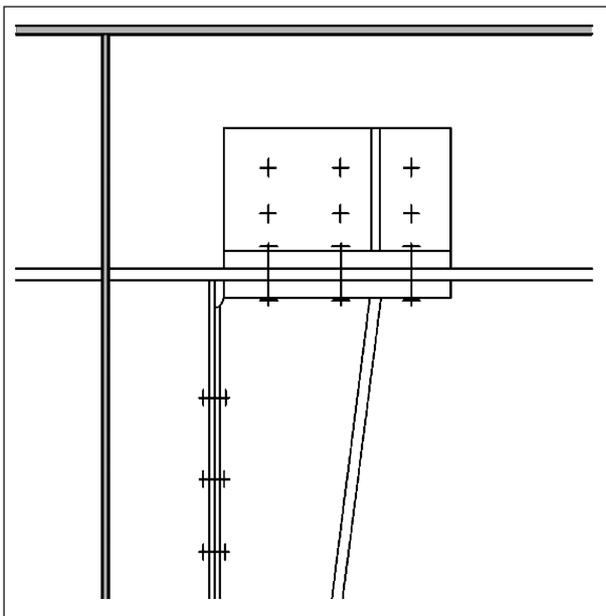
Im zweiten Teil des Versuchs wurde die Anzahl der rechnerisch ertragbaren Lastwechsel deutlich überschritten, da sich eine rechnerische Schädigung von  $D = 2,28 > 1,0$  ergibt. Auch die reine Summe der ertragenen Lastwechsel übersteigt im zweiten Teil die korrespondierende Summe aus dem ersten Teil um mehr als das Doppelte.

Damit ist festzuhalten, dass keine Hinweise auf eine Beeinflussung der Ermüdungstragfähigkeit

durch die Vorschädigung aus dem ersten Teil des Versuchs und dem Umbau des Versuchsträgers in Erscheinung getreten sind. Die Maßnahmen haben also zu einer erheblichen Verbesserung der Ermüdungstragfähigkeit des betrachteten Detailpunkts geführt. Die theoretischen Überlegungen zu dieser Variante können durch den Versuch bestätigt werden.

## 9.6 Konstruktive Folgerungen

Der beobachtete Verzug des Versuchskörpers nach dem Umbau, kann sich in realen Bauwerken wegen der Querbiegesteifigkeit der Untergurte nur bedingt einstellen. Eigenspannungen in den neuen Anschlüssen sind zu erwarten, die in ihrer Größe unbekannt sind, aber einen negativen Einfluss auf die Ermüdungstragfähigkeit haben können. Insbesondere bei gedungenen Hauptträgern mit breiten Untergurten kann sich der Verzug nicht frei einstellen. Daraus können sich zusätzliche Querbiegemomente für die Hauptträger-Untergurte ergeben, die den Stabilitätsnachweis negativ beeinflussen. Diese Effekte können z. B. durch eine geschraubte Ausführung wie in Bild 123 ausgeschlossen werden.



**Bild 123:** Geschraubte Ausführung der Variante 3 zur Vermeidung von ungünstigem Schweißverzug

## 10 Bewertung möglicher Maßnahmen

### 10.1 Allgemeines

#### 10.1.1 Bewertungskriterien

Bei der Bewertung von baulichen Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung stellt sich die zentrale Frage, was eine effektive Instandsetzung auszeichnet.

Zunächst gilt es die Ursachen für die entstandenen Schäden zu beheben, indem die kritischen Spannungen so reduziert werden, dass die Trag- und Ermüdungssicherheit dauerhaft gewährleistet werden kann. Umlagerungen der Beanspruchungen auf andere Tragwerksteile, die dadurch Überbeanspruchungen erfahren könnten, sind zu vermeiden. Weiterhin sollte möglichst wenig zusätzliches Material eingesetzt werden, um die Tragfähigkeit der Konstruktion mindestens auf gleichem Niveau zu halten und die Materialkosten zu minimieren. Eine einfache Montierbarkeit zusätzlicher Bauteile, bestenfalls unter laufendem Verkehr, ist im Sinne verkehrstechnischer Einschränkungen aber auch mit Blick auf den Lohnkosten- und Zeitaufwand anzustreben.

Diese Anforderungen an eine effektive Maßnahme können durch drei wesentliche Aspekte zusammengefasst werden, die zur Bewertung angesetzt werden können:

- technische Wirksamkeit,
- verkehrstechnische Einschränkungen,
- zeitlicher und finanzieller Aufwand.

Bei der Anwendung dieser Kriterien ist jedoch eine Differenzierung bezüglich des grundsätzlichen Ansatzes zur Reduzierung der Beanspruchungen sinnvoll. Denn alle Maßnahmen auf der Einwirkungsseite haben den Vorteil des geringen Zeit- und Kostenaufwands gemeinsam. Allerdings stellt sich im Gegensatz zu den Maßnahmen auf der Widerstandsseite bei den verkehrstechnischen Einschränkungen die Frage, mit welcher Zuverlässigkeit die Einhaltung der Maßnahmen garantiert werden kann. Daher sollten Maßnahmen auf der Einwirkungsseite anhand der folgenden Kriterien bewertet werden:

- technische Wirksamkeit,
- verkehrstechnische Einschränkungen,
- Zuverlässigkeit der Einhaltung.

### 10.1.2 Bewertungsmodus

Um eine gewisse Vergleichbarkeit der Maßnahmen zu ermöglichen, werden drei Bewertungsklassen „klein“, „mittel“ und „groß“ verwendet, denen je nach Kriterium gemäß Kapitel 10.1.1 ein „+“, „0“, oder „-“ zugeordnet werden kann. In Summe ergibt sich für eine Maßnahme eine Bewertung zwischen „- -“ (unnötig) und „+ + +“ (sehr empfehlenswert).

## 10.2 Bewertungen Einwirkungsseite

### 10.2.1 Variante 1: Fahrstreifenverlegung

Die durchgeführten Berechnungen zeigen, dass durch gezielte Positionierung des ersten Fahrstreifens in Verbindung mit einem Überholverbot für Lkw erhebliche Reduzierungen der kritischen Beanspruchungen auf einfache und schnelle Weise möglich sind. Dazu ist die Mittelachse des Fahrstreifens für den Schwerlastverkehr möglichst mit der Hauptträgerachse zusammen zu legen. Daraus ergeben sich u. U. Einschränkungen wie eine reduzierte Anzahl der Fahrstreifen oder eine entfallender Seitenstreifen.

Durch verkehrsleitende Einrichtungen (ggf. auch baulicher Art) lässt sich auch eine hohe Zuverlässigkeit der Einhaltung erzielen.

Folgender Hinweis ist zu beachten: Eine sinnvolle Anwendung dieser Variante ist sowohl bei offenen Querschnitten als auch bei Hohlkastenträgern gleichermaßen möglich. Bei Hohlkastenquerschnitten mit außenliegender Schrägstrebe können jedoch ungewollte Umlagerungen auftreten, sodass eine pauschale Bewertung nicht möglich und eine Einzelfallbetrachtung unbedingt erforderlich ist.

### 10.2.2 Sonstige Maßnahmen

Durch Beschränkung des zulässigen Gesamtgewichts können die kritischen Beanspruchungen deutlich reduziert werden, weil sich dadurch auch die maximalen Achslasten im Allgemeinen verkleinern. Es sind jedoch auch Fahrzeuge mit Achskonfiguration denkbar, die bei ungünstiger Beladungssituation und bei gleichzeitig geringem Gesamtgewicht verhältnismäßig große Achslasten aufweisen. Entsprechende Fahrzeuge können wegen des lokal begrenzten Einflussbereichs trotz Einhaltung einer moderaten Gewichtsbeschränkung große Beanspruchungen hervorrufen. Die zuverlässige Einhaltung einer reinen Angabe von maximal zulässigen

technische Wirksamkeit	groß	+
verkehrstechnische Einschränkungen	mittel	0
Zuverlässigkeit der Einhaltung	groß	+
Summe		++

Tab. 55: Bewertung Variante 1: Fahrstreifenverlegung

technische Wirksamkeit	groß	+
verkehrstechnische Einschränkungen	groß	-
Zuverlässigkeit der Einhaltung	mittel	0
Summe		0

Tab. 56: Bewertung Gewichtsbeschränkungen

technische Wirksamkeit	klein	-
verkehrstechnische Einschränkungen	groß	-
Zuverlässigkeit der Einhaltung	klein	-
Summe		---

Tab. 57: Bewertung Abstandsgebote

Achslasten ist unrealistisch. Insofern ist eine Gewichtsbeschränkung nur dann sinnvoll, wenn der gesamte Schwerlastverkehr betroffen ist und die Einhaltung der Beschränkung durch andere verkehrsleitenden Maßnahmen mit hoher Zuverlässigkeit garantiert werden kann. Daher sollte eine Gewichtsbeschränkung nur dann zur Anwendung kommen, wenn dringender Handlungsbedarf oder keine Alternative besteht.

Wie sich im Rahmen der numerischen Untersuchungen gezeigt hat, ist der Einflussbereich der Lasten lokal beschränkt, sodass Abstandsgebote keine oder nur geringe Effekte haben. Eine konsequente Einhaltung solcher Gebote im alltäglichen Verkehr und insbesondere im Hinblick auf Stausituationen ist unrealistisch.

## 10.3 Bewertungen Widerstandsseite

### 10.3.1 Variante 2: Zusätzliche Verbände

Schon die Analyse der Einflussbereiche im Zuge der Nachrechnung der Donaubrücke in Kapitel 7.2 hat gezeigt, dass die Spannungsschwingbreiten an den kritischen Detailpunkten im Wesentlichen durch direkte Belastung hervorgerufen werden. Mit den Ergebnissen aus Kapitel 8.6 lässt sich resümieren, dass sich keine ausgeprägten Verteilungen der Lasten auf steifere Quersysteme, die durch Verbände ausgesteift sind, einstellen. Vielmehr behin-

technische Wirksamkeit	klein	-
verkehrstechnische Einschränkungen	mittel	o
zeitlicher und finanzieller Aufwand	groß	-
Summe		--

Tab. 58: Bewertung Variante 2: zusätzliche Verbände

den die steifen Verbände die Verformung des Querschnitts, was zu unerwünschten Beanspruchungen führt. Weiterhin ändern sich die Beanspruchungen in den bereits ausgesteiften Achsen durch das Hinzufügen von Verbänden in anderen Achsen nicht.

Vor dem Hintergrund der technischen Wirkungslosigkeit der Maßnahme ist jeder zeitliche und finanzielle Aufwand nicht lohnenswert.

Eine Montage der zusätzlichen Verbände ist unter laufendem Verkehr möglich. Allerdings sind im Sinne geringer Fertigungstoleranzen zur Reduzierung der Verformungen und Schwingungen während der Montage verkehrstechnische Einschränkungen nicht vollständig vermeidbar.

Somit lässt sich festhalten, dass eine Instandsetzung von Kategorie-3-Schäden durch den Einbau zusätzlicher Verbände nicht zielführend ist.

### 10.3.2 Variante 3: Rahmenaussteifung

Die durchgeführten numerischen Analysen belegen die ermüdungstechnische Effektivität dieser Instandsetzungsvariante bei gleichzeitig geringem zusätzlichem Konstruktionsgewicht. Sowohl geschweißte als auch geschraubte Lösungen sind ausführbar, was im Hinblick auf schlechte Materialqualitäten und Schweißzugspannungen von Vorteil ist. Allerdings erfordert diese Variante gewisse Tragfähigkeitsreserven, sodass eine Anwendung bei ungünstigen Verhältnissen ausscheidet. Ist eine Anwendung aber möglich, kann trotz dieser Einschränkung von einer hohen technischen Wirksamkeit gesprochen werden.

Eine Montierbarkeit unter laufendem Verkehr ist ohne große Einschränkungen möglich, indem die Instandsetzungsarbeiten zunächst in den Achsen ohne Verbände ausgeführt werden. Der Ausbau der Verbände erfolgt danach sukzessive am bereits teilweise verstärkten System. Verkehrstechnische Einschränkungen sind zur Sicherstellung von Toleranzen und Ausführungsqualität nicht vollstän-

technische Wirksamkeit	groß	+
verkehrstechnische Einschränkungen	mittel	o
zeitlicher und finanzieller Aufwand	mittel	o
Summe		+

Tab. 59: Bewertung Variante 3: Rahmenaussteifung

dig zu vermeiden, bewegen sich aber in einem normalen Rahmen.

Der materielle Aufwand ist im Vergleich zu einem alternativen Neubau klein. Einen größeren Anteil an den Baukosten haben bei dieser Variante die Lohnkosten. Bezogen auf die erreichbare Dauerhaftigkeit der instandgesetzten Konstruktion und im Vergleich zu einem alternativen Neubau sind auch diese Kosten verhältnismäßig klein. Ebenso verhält es sich mit dem zeitlichen Aufwand. Allerdings ist diese Maßnahme im Vergleich zu einer einfachen Fahrstreifenverlegung teuer und zeitintensiv, sodass zusammenfassend von einem mittleren Aufwand in zeitlicher und finanzieller Hinsicht gesprochen werden kann.

### 10.3.3 Variante 4: Eckverstärkungen

Die durchgeführten numerischen Untersuchungen zeigen ebenso wie die Ergebnisse der aktuellen Bauwerksprüfungen an der Donaubrücke Sinzing, dass es bei einer Instandsetzungsmaßnahme nicht nur auf die Reduzierung der Spannungen, sondern auch auf eine effektive Umgestaltung kritischer Details mit hoher Kerbwirkung ankommt. Wird dieser Aspekt beachtet, ist mit dieser Variante eine effektive Möglichkeit zur Instandsetzung gegeben. Besonders durch das geringe zusätzliche Konstruktionsgewicht und den geringen Einfluss auf die sonstigen Beanspruchungen im Tragwerk, kann von einer hohen technischen Wirksamkeit gesprochen werden.

Eine Montierbarkeit unter laufendem Verkehr mit mäßigen Einschränkungen für die Nutzung ist bereits durch die durchgeführten Maßnahmen an der Donaubrücke Sinzing nachgewiesen.

Der Materialaufwand ist klein, hingegen kann sich durch die Durchdringung von Verstärkung und Verband ein größerer zeitlicher Aufwand bei der Montage ergeben, insbesondere bei einem engen Aussteifungsraster.

technische Wirksamkeit	groß	+
verkehrstechnische Einschränkungen	mittel	o
zeitlicher und finanzieller Aufwand	mittel	o
Summe		+

Tab. 60: Bewertung Variante 4: Eckverstärkungen

### 10.3.4 Variante 5: Lastverteiler Fachwerklängsträger

Mit Blick auf die Ermüdungsbeanspruchung an den kritischen Stellen der Schadenstypen Ia und IIa sind deutliche Verbesserungen durch die lastverteilenden Längsträger zu erreichen. Aber auch hier sind Umgestaltungen der kritischen Detailpunkte zur Reduzierung der Kerbwirkung erforderlich, um zufriedenstellende Ergebnisse hinsichtlich der Dauerhaftigkeit zu erlangen. Die Tragfähigkeitssteigerungen, die für eine wirtschaftliche Anwendung dieser Variante essenziell wichtig sind, haben bei den durchgeführten Untersuchungen keine zufriedenstellende Größenordnung erreicht, da nur das zusätzlich eingebrachte Eigengewicht durch die gewonnene Tragfähigkeit kompensiert wird. Weiterhin ist eine Anwendung aus technischer Hinsicht nur bei großen Hauptträgerabständen sinnvoll. Daher ist die technische Wirksamkeit dieser Variante mäßig.

Die verkehrstechnischen Einschränkungen fallen auch bei dieser Maßnahme in einem normalen Umfang an, um Maßhaltigkeit und Fertigungsqualität gewährleisten zu können.

Der Aufwand ist im Vergleich zu allen andern Maßnahmen enorm. Daher ist eine wirtschaftliche Anwendung nur bei vereinzelt Bauwerken möglich, bei denen gleichzeitig zur Instandsetzung der Kategorie-3-Schäden auch Tragfähigkeitssteigerungen erzielt werden sollen.

### 10.3.5 Variante 6: Gelenkausbildung

Auf einfache Art und Weise ohne zusätzlichen Materialaufwand kann mit dieser Maßnahme die Ausführung den Berechnungsannahmen angepasst werden. Theoretisch sind somit keine weiteren Nachweise erforderlich. Die technische Wirksamkeit ist durch die Umsetzung an der Ruhrtalbrücke Mintrad und mit den Beobachtungen nach heutigem Kenntnisstand gegeben. Allerdings konnte der rechnerische Nachweis, dass die Ausbildung des Gelenks durch gezielte Schwächung des An-

technische Wirksamkeit	mittel	o
verkehrstechnische Einschränkungen	mittel	o
zeitlicher und finanzieller Aufwand	groß	-
Summe		-

Tab. 61: Bewertung Variante 5: Lastverteiler Fachwerklängsträger

technische Wirksamkeit	mittel	o
verkehrstechnische Einschränkungen	klein	+
zeitlicher und finanzieller Aufwand	klein	+
Summe		++

Tab. 62: Bewertung Variante 6: Gelenkausbildung

schlussquerschnitts zu einer dauerhaften Konstruktion führt, nicht erbracht werden. Da ausgeprägte Quersteifen, wie bei der Ruhrtalbrücke Mintard, größere Einspannungen der Querträger hervorruhen, ist eine Gelenkausbildung, die im tatsächlichen Bauwerk wegen der notwendigen Querkraftübertragung im Anschluss nie vollständig umsetzbar ist, bei solchen Konstruktionen rein rechnerisch nicht effektiv. Zusammenfassend wird die Maßnahme in diesem Punkt neutral bewertet.

Verkehrstechnische Einschränkungen sind nur in geringem Umfang erforderlich, da das Lösen von Verbindungen und das lokale Heraustrennen kleiner Bauteile auch unter normalem Verkehr geschehen können.

Der ausbleibende Materialaufwand ist auch in wirtschaftlicher Hinsicht ein bedeutender Vorteil. Somit bleibt nur der verhältnismäßig kleine Arbeitsaufwand bei überschaubarem Zeitaufwand, der sich an der Anzahl der Querträgerachsen orientiert.

## 11 Handlungsempfehlungen

### 11.1 Ursachenfindung

#### 11.1.1 Erste Maßnahmen

Werden Kategorie-3-Schäden bekannt, ist zunächst auf der Grundlage des Prüfberichts der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 die Dringlichkeit der aufgetretenen Schäden festzustellen. Sollte der aktuelle Schaden nicht nur lokal begrenzt sein, sondern auch die Standsicherheit ganzer Bauteile akut gefährden oder sollte eine Schadensverbreiterung kurzfristig zu Beeinträchtigungen der Tragfähig-

keiten anderer Tragwerksteile führen (z. B. Risswachstum in Bauteilen des Hauptträgers), sind Sofortmaßnahmen zu ergreifen. Dies können einerseits schnell einzurichtende Verkehrseinschränkungen sein, die den Verkehr aus den gefährdeten Bereichen fernhalten und Belastungen reduzieren. Andererseits können temporäre Sicherungsmaßnahmen den geschädigten Bereich verstärken oder überbrücken.

In einem nächsten Schritt ist eine detaillierte Schadensübersicht mit einer Einteilung unterschiedlicher Schadenstypen und einer Verzeichnung der genauen Lage im Bauwerk zu erstellen.

### 11.1.2 Einzelfall

Sind nur vereinzelte Stellen in verschiedener Art und Weise geschädigt, können lokal beschränkte Ausführungsmängel ursächlich sein. Dann ist zu entscheiden, ob eine kurzfristige Reparatur erforderlich ist. Wenn durch den Schaden nur auf langfristige Sicht und bei einer Schadenserweiterung Beeinträchtigungen für die Standsicherheit entstehen, kann auf Reparaturen mittelfristig verzichtet werden. Sind Reparaturschweißungen erforderlich, so sind diese mit großer Sorgfalt unter Berücksichtigung der vorhandenen Materialqualität zu planen und von fachlich qualifizierten Betrieben auszuführen, um unerwünschte Gefügeveränderungen und zusätzliche Schweißeigenspannungen, die bei Reparaturschweißungen unvermeidbar sind, auf einem vertretbarem Niveau zu halten. Denn bei ungünstigen Bedingungen können diese Effekte zu weiteren Problemen führen.

In jedem Fall sind die betroffenen Detailpunkte zusammen mit vergleichbaren, bis dahin schadensfreien Detailpunkten unter besondere Beobachtung zu stellen. Dadurch wird sichergestellt, dass mögliche Schadenserweiterungen, neue Risse an anderen Stellen oder eine erneute Rissbildung an reparierten Stellen frühzeitig erkannt werden. Die besondere Beobachtung kann im Rahmen der wiederkehrenden Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 durch konkrete Prüfanweisungen erfolgen. Im Einzelfall ist zu entscheiden, ob kürzere Prüfintervalle z. B. durch Bauwerksprüfungen aus besonderem Anlass gemäß DIN 1076 Abs. 5.4 sinnvoll sind. Nach jeder Bauwerksprüfung ist neu zu entscheiden, ob die intensive Beobachtung fortgeführt wird, oder weitere Maßnahmen ergriffen werden müssen.

### 11.1.3 Systematische Schäden

Geht aus dem vollständigen Schadenskatalog eine hohe Regelmäßigkeit gepaart mit einer hohen Häufigkeit hervor, sind systematische Ursachen wahrscheinlich. Sollte eine Zuordnung der festgestellten Schäden zu den mit Kapitel 4.2 definierten Schadenstypen möglich sein, können sich die weiteren Untersuchungen auf die in Tabelle 5 genannten und in Kapitel 4.1 näher beschriebenen allgemeinen Ursachen konzentrieren. Bauwerksspezifische Besonderheiten sind darüber hinaus zu beachten. Ist eine Typisierung der Schäden nach Kapitel 4.2 nicht möglich, sind individuelle Untersuchungen im Rahmen einer objektspezifischen Schadensanalyse (OSA) erforderlich.

Das Bild 124 veranschaulicht den hier aufgezeigten Weg zur Ursachenfindung als Flussdiagramm.

## 11.2 Auswahl der Instandsetzungsvarianten

Mit den durchgeführten Untersuchungen können Empfehlungen gegeben werden, für welche Brückentypen und unter welchen Randbedingungen die untersuchten Instandsetzungsvarianten sinnvoll und aussichtsreich anzuwenden sind. Die empfohlenen Anwendungsbereiche werden nachfolgend für die untersuchten Maßnahmen kurz beschrieben:

### Variante 1: Verlegung der Fahrstreifen

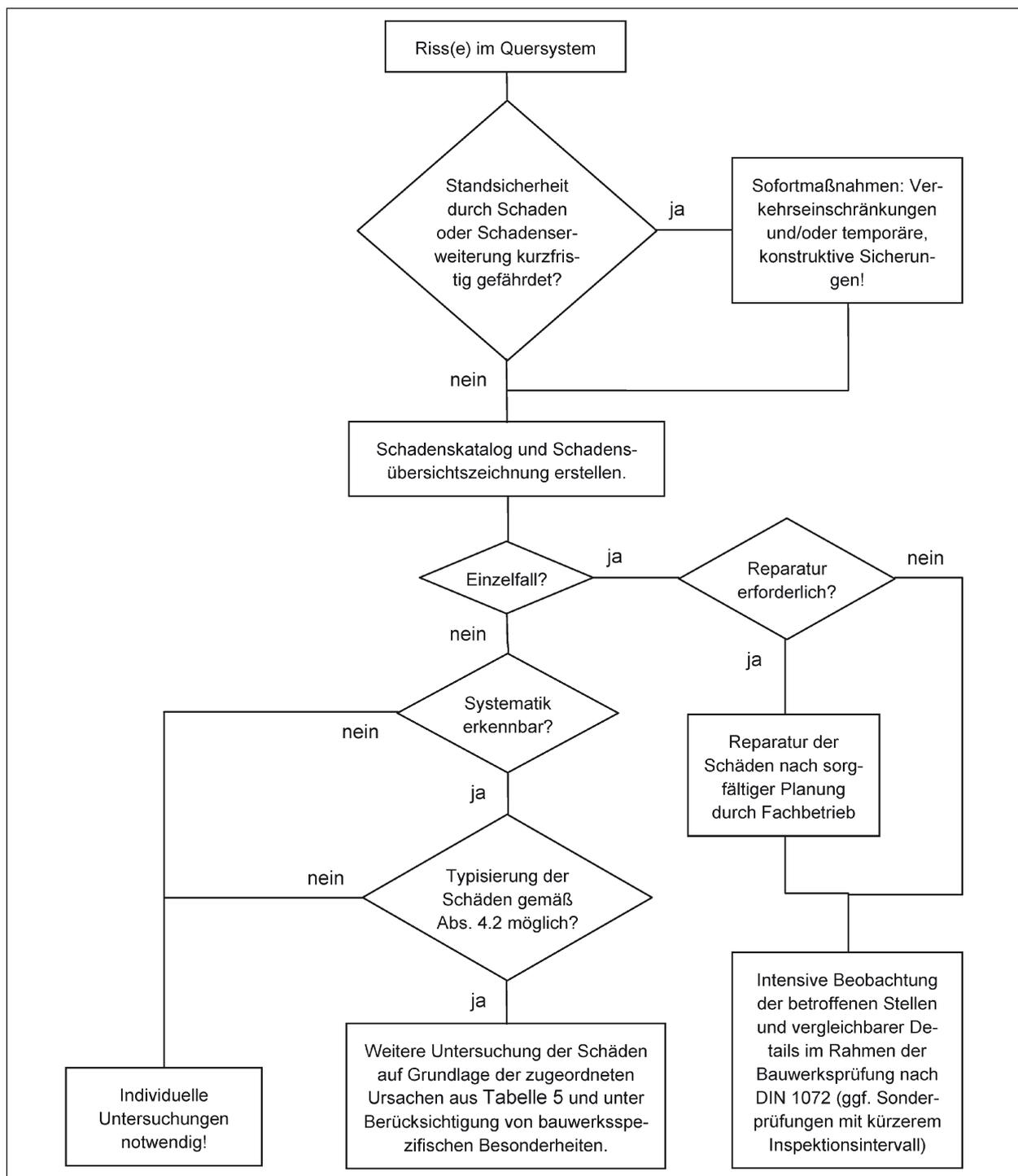
Im Allgemeinen ist diese Variante für offene Querschnitte und Hohlkastenquerschnitte geeignet. Bei Hohlkästen mit außenliegender Schrägstrebe ist im Einzelfall zu entscheiden. Tragfähigkeitsreserven sind nicht notwendig. Besonders als temporäre Maßnahme ist diese Variante geeignet. In Verbindung mit einer Umgestaltung der kritischen Detailpunkte zur Verbesserung des Spannungsverlaufs ist sie auch als permanente Lösung denkbar.

### Variante 2: Zusätzliche Verbände

Diese Variante kann mit den Ergebnissen der durchgeführten Untersuchungen im Allgemeinen nicht empfohlen werden.

### Variante 3: Rahmenaussteifungen

Ein Entfernen von Verbänden bei gleichzeitiger Verstärkung des Querrahmens ist sowohl für offene Querschnitte als auch für Hohlkastenquer-



**Bild 124:** Flussdiagramm zur Ursachenfindung bei Kategorie-3-Schäden

schnitte möglich. Gewisse Tragfähigkeitsreserven sind erforderlich, besonders wenn die Gewichtsreduzierung durch das Entfernen der Verbände bei großem Verbandsabstand klein ausfallen. Eine Anwendung bei offenen Querschnitten mit großem Haupt- und Querträgerabstand, schlanken Querträgern und schmalen Hauptträger-Untergurt, kann wegen der zusätzlichen Beanspruchungen ausscheiden.

#### **Variante 4: Eckverstärkungen**

Im Allgemeinen für alle Brückentypen anwendbar, ohne dass die Beanspruchungen nennenswert zunehmen.

#### **Variante 5: Lastverteilerer FW-Längsträger**

Nur im Einzelfall und in Verbindung mit Tragfähigkeitsdefiziten anwendbar.

### Variante 6: Gelenkausbildung

Uneingeschränkt anwendbar bei Hohlkastenquerschnitten. Bei offenen Querschnitten ist ein enges Aussteifungsraster erforderlich. Die Gelenkausbildung ist besonders bei weichen Quersteifen effektiv umsetzbar, bei ausgeprägten Quersteifen können hingegen Probleme mit der Dauerhaftigkeit im reduzierten Anschlussquerschnitt auftreten. Tragfähigkeitsreserven sind nicht erforderlich.

## 11.3 Allgemeine Planungshinweise

Sind Möglichkeiten für eine aussichtsreiche Instandsetzung gegeben, sollten bei der Planung folgende Hinweise beachtet werden:

### Reduzierung der Kerbwirkung

Am Beispiel der Donaubrücke Sinzing wird deutlich, dass eine gute Instandsetzungsmaßnahme nur dann als dauerhaft bewertet werden kann, wenn ungünstige Kerbdetails in ihrer Wirkung entschärft werden (Bild 12 aus Kapitel 3.2.4). Daher ist eine entsprechende Umgestaltung kritischer Details ein zwingender Bestandteil einer jeden Instandsetzungsmaßnahme. Dabei ist insbesondere darauf zu achten, dass keine nennenswerten zusätzlichen Schweißeigenspannungen in die Konstruktion eingepreßt werden. Weiterhin ist der Wärmeeintrag in die Konstruktion auf ein Minimum zu beschränken, um metallurgische Gefügeveränderungen auszuschließen.

### Mindestens KerEfall 71

Beim Entwurf von Instandsetzungen und Verstärkungen sollten Details mit geringeren Ermüdungstragfähigkeiten als Kerbfall 71 grundsätzliche vermieden werden. Alte Details im Bestand mit geringeren Einstufungen sollten möglichst umgestaltet werden.

### Materialuntersuchungen

Als Grundlage für eine Instandsetzungsplanung sollten immer Materialuntersuchungen durchgeführt werden, die den vorhandenen Werkstoff hinsichtlich Schweißbarkeit, Terrassenbruchgefahr und Zähigkeit mit den heutigen Prüfmethode und Kriterien beurteilen. Je nach Ergebnis kann entschieden werden, ob geschweißte Lösungen möglich oder geschraubte Lösungen zu bevorzugen

sind. Darüberhinaus können gravierende Mängel bei der Materialqualität die dauerhafte Wirksamkeit einer Instandsetzung und auch die Dauerhaftigkeit des gesamten Bauwerks in Frage stellen.

### Probemontage unter laufendem Verkehr

Da eine Instandsetzung immer mit möglichst wenigen Einschränkungen für den Verkehr erfolgen sollte, ist es ratsam Probemontagen durchzuführen, mit denen die technische Ausführbarkeit der geplanten Instandsetzung unter den gegebenen Voraussetzungen nachgewiesen werden kann. Dabei sollten zerstörungsfreie Prüfungen, die von zertifiziertem Personal durchzuführen sind, zum Nachweis der geforderten Qualität dienen. Die Hinweise des DVS Merkblatts zum Schweißen unter Verkehr sollten beachtet werden.

### Verzug und Eigenspannungen minimieren

Besonderes Ziel der Planung sollte eine Maßnahme mit möglichst wenig Schweißverzug zur Minimierung von Eigenspannungen sein. Das schließt auch die Planung einer optimierten Schweißreihenfolge mit ein, die in den Ausführungsunterlagen explizit angegeben werden sollte. Eine enge Abstimmung zwischen Planungsingenieur und dem schweißtechnischen Fachpersonal der ausführenden Firma ist anzustreben.

### Fachlich qualifizierte Firmen

Bei der Auswahl der ausführenden Firma ist auch bei kurzfristigen Sofortmaßnahmen auf eine ausreichende Qualifikation des Unternehmens und der eingesetzten Mitarbeiter nach DIN EN 1090-2 zu achten.

## 12 Zusammenfassung

Anhand verschiedener Beispiele aus der Literatur und Praxis wurden die gesammelten Erfahrungen mit der Behandlung von Kategorie-3-Schäden übersichtlich zusammengestellt und analysiert. Mit den Bestandsunterlagen, die von den Straßenbauverwaltungen zur Verfügung gestellt wurden, ließen sich häufige und typische Schadensbilder ableiten. Insgesamt wurden drei verschiedene Schadentypen definiert, die sich im Wesentlichen auf die geschädigte Stelle im Quersystem beziehen. Diese Schadenstypisierung erlaubt es dem Anwender,

eine schnelle und einfache Einordnung neu auftretender Schäden in Quersystemen von Stahlbrücken vorzunehmen.

Weiterhin konnte mithilfe individueller Gutachten ein Überblick über die wesentlichen Ursachen für Schäden der dritten Kategorie gegeben werden. Diese können im Allgemeinen wie folgt angegeben werden:

- Diskrepanz zwischen Berechnung und Ausführung,
- fehlende Nachweisführung,
- konstruktive Durchbildung und Detailausführung nicht ermüdungsgerecht,
- Materialqualität unzureichend,
- Überbeanspruchungen, z. B. durch Nutzungserweiterungen (Seitenstreifen als permanenter Fahrstreifen).

Über einer Verknüpfung typischer Schäden mit den wesentlichen Ursachen ist dem Ingenieur in der Praxis auch eine schnelle und einfache Möglichkeit der Ursachenfindung für typische Schäden im Quersystem von üblichen Brückenkonstruktionen gegeben.

Mit den weitergehenden numerischen Untersuchungen wurden ausgeführte und mögliche Instandsetzungsvarianten in allgemeiner Form und im Hinblick auf verschiedene Aspekte untersucht. Im Einzelnen waren folgende Instandsetzungsvarianten Gegenstand dieser weiterführenden Untersuchungen:

- Variante 1: Verlegung der Fahrstreifen,
- Variante 2: Zusätzliche Verbände im Quersystem,
- Variante 3: Querrahmenaussteifungen,
- Variante 4: Eckverstärkungen im Quersystem,
- Variante 5: Lastverteilende Längsträger,
- Variante 6: Gelenkausbildung.

Auf diese Weise wurden Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung aufgezeigt. So wurde z. B. korrespondierend zu den Empfehlungen anderer Autoren die Notwendigkeit aussteifender Querverbände widerlegt. Es konnte rechnerisch und experimentell gezeigt werden, dass ein ausreichender Formershalt des Querschnitts durch weiche Rahmenkonstruktionen erreicht werden kann, ohne dass sich kriti-

sche und ermüdungsrelevante Zwangsbeanspruchungen, in den Quersystemen ergeben.

Weiterhin zeigen die Ergebnisse wie Probleme mit Kategorie-3-Schäden schon durch grundlegende Entscheidungen beim Entwurf beeinflusst werden. So ist z. B. die Wahl des Hauptträgerabstands in Bezug auf die Verteilung der Fahrstreifen richtungsweisend.

Aus diesen Ergebnissen lassen sich auch Konsequenzen für den Neubau von Brücken ziehen. Neben der bedeutsamen Wahl des Hauptträgerabstands ist auch die Frage nach der Art des Quersystems entscheidend. Dabei sind die Steifigkeitsverhältnisse durch eine vollständige Nachweisführung genau zu untersuchen. Nur so ist eine dauerhafte Konstruktion zu erlangen. In diesem Zusammenhang ist die Wichtigkeit realistischer Modellbildungen hervorzuheben, da die Verteilung der Beanspruchungen sensibel auf Steifigkeitsunterschiede reagiert.

Besonderer Wert ist beim Neubau, aber auch bei Instandsetzungen oder Ertüchtigungen auf eine ermüdungsgerechte Konstruktionsweise für alle Bauteile einer Brückenkonstruktion zu legen. Das beinhaltet auch die Überprüfung getroffener Berechnungsannahmen im Rahmen der Ausführungsplanung.

Natürlich kann mit den gewonnenen Erkenntnissen nicht die Vielzahl an möglichen Brückensystemen und Ursachen erschöpfend abgedeckt werden. Insofern sind die bereitgestellten Möglichkeiten nicht als Ersatz für umfangreiche individuelle Untersuchungen zu sehen, sondern viel mehr als Hilfsmittel bei der ersten Beurteilung der vorgefundenen Situation und Arbeitserleichterung bei der Lösungssuche und Planung effektiver Instandsetzungsmaßnahmen gedacht.

## 13 Unterlagen

### Haseltalbrücke (A 3)

[U1] Statische Berechnung, Kapitel 3, 8, 4: 3 Ordner

[U2] Ausführungspläne, 0.2-4, 1.1-14, 2.1-9, 2.11-17, 3.1, 3.1.2a, 4.1, 4.2, 5.2, 5.3, 5.5, 6.1: 2 Ordner erstellt von Fa. Hein, Lehmann & Co, Düsseldorf, 1960, geprüft von GRASSL, 1960

- [U3] Bauwerksbuch inkl. Anlagen, 5 Ordner
- [U4] Gutachten Prof. NATHER, Gutachten zu den Ursachen, der Gefährlichkeit und den Sanierungsmöglichkeiten der Schweißnahttrisse der Haseltalbrücke erstellt für Autobahndirektion im Zuge BAB A 3 Frankfurt-Nürnberg, München, 3. Juli 1984
- [U5] Folgegutachten Prof. NATHER, Gutachten Sanierungsmaßnahmen Haseltalbrücke erstattet für die Autobahndirektion Nordbayern, München, 28. September 1984
- [U6] Statische Berechnung der Verstärkung, 11 Ordner erstellt von Fa. Hein, Lehmann AG (Federf.), Düsseldorf, 1985
- [U7] Bestandsunterlagen, 1 Ordner Bestandspläne 2-6, Autobahnbauamt Nürnberg, Würzburg, 1971, Bestandsplan 1, Fa. Hein Lehmann AG, Düsseldorf, 1985
- [U8] Ausführungspläne der Sanierung und der Verstärkung, 6 Ordner Zeichnungsnummer: 1.1a, 1.2a, 1.3, 1.4b, 1.5f, 1.7d, 2.1f, 2.2c, 2.3c, 2.4c, 2.5f, 2.5e, 2.5g, 2.6c, 2.7, 3.1f, 3.2d, 3.3d, 3.4e, 3.5c, 3.6b, 3.7b, 3.7c, 3.8b, 3.9e, 3.9f, 3.10c, 3.11b, 3.11c, 3.12c, 3.12d, 4.1b, 4.2a, 4.3a, 4.4, Hein, Lehmann AG (Federf.) Düsseldorf, 1985; 0.19a, 1.6c, 1.6d, 3.13d, 3.14b, 3.14c, 3.15b, 4.6a, 4.6b, 4.7, 4.8, Hein, Lehmann AG (Federf.) Düsseldorf, 1986; 0.21a, 0.24, 0.27, 0.28a, 0.30, 0.31, 5.1a, 5.2-18, 5.19a, 5.20, Hein, Lehmann AG (federführend.) Düsseldorf, 1987
- Donaubrücke Sinzing (A 3)**
- [U9] Statische Berechnung des Überbaus, MAN Gustavsburg, 5 Ordner, 1960
- [U10] Ausführungspläne, 3 Ordner, Hauptträger Öffnungen 7-8 Blatt-Nr. 51-57 Fahrbahnplatte Blatt-Nr. 129, 131-133, 135, 136, 139-141, 144, 145, 147-151, 153, 1 Zeichnung Verbände, MAN Werk Gustavsburg und J. Gollnow und Sohn, Karlsruhe, 1961 bis 1962
- [U11] Versuchsbericht Nr. 138, Messungen der statischen und dynamischen Beanspruchungen der Querverbandsanschlüsse der Donaubrücke Sinzing, München, 30.11.1988
- [U12] Versuchsbericht Nr. 139, Messung der Beanspruchung in den Querverbandsanschlüssen der Donaubrücke Sinzing unter laufendem Verkehr, Prof. NATHER, München, 13.02.1989
- [U13] Donaubrücke Sinzing – rechnerische Untersuchung zur Feststellung der Rißursachen, Prof. NATHER, 09.05.1989
- [U14] Gutachten zum Messbericht Nr. 89/1, Bewertung von Spannungsmessungen an der Donaubrücke Sinzing, Berechnung von Spannungskollektiven und von ermüdungsrelevanten Indikatoren, Prof. Dr.-Ing. GRUNDMANN, München, 08.08.1989
- [U15] Prof. NATHER – Gutachten zu den Ursachen und zu den Sanierungsmöglichkeiten der Schweißnahttrisse in den Querverbandsanschlüssen der Donaubrücke Sinzing im Zuge der BAB A 3 Nürnberg – Regensburg, BW 48 erstattet für die Autobahndirektion Südbayern, Dienststelle Regensburg, München, 22. Dezember 1989
- [U16] Schweißnahtprüfung während der Probestanierung an der Donaubrücke Sinzing (BW48) BAB Nürnberg-Regensburg (A 3), Landesgewerbeanstalt Bayern Materialprüfungsamt, Nürnberg, 07.03.1990
- [U17] 1 Ordner Schadensdokumentation mit Fotos
- [U18] Ausführungszeichnungen Sanierung, aufgestellt durch Ing.-Büro Grassel, München 1990, geprüft durch Prof. NATHER
- [U19] Bestandsübersichtszeichnungen Teil 1a bis 3a, aufgestellt Ing.-Büro Grassel München, 26.05.2009
- [U20] Bauwerksbücher für beide Überbauten in digitaler Form, Stand 07.05.2012
- Autobahnbrücke bei Durlach (A 5)**
- [U21] Fotos und Skizzen von der Brücke und den Schäden in digitaler Form
- [U22] Übersichtszeichnungen der Sanierung, Blatt-Nr.: 1, 3, 5, 6 aufgestellt von der Firma Franz Kassecker GmbH, Waldsassen (2004-2008)

[U23] J. STEINER, R. LAIER, T. WÜRFEL, Ö. BUCAK, M. SCHERER: Instandsetzung einer „müden“ Straßenbrücke mit orthotroper Fahrbahn, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Stahlbau 75 (2006), Heft 2, Seiten 161 bis 169

### **Dehmseebrücke (A 12)**

[U24] Auszüge Übersichtszeichnungen

[U25] Untersuchungen zu Schweißnahtissen an Lager- und Beulsteifen, Ing.-Büro Grassel, Berlin, 19.06.2012

### **Sinntalbrücke (A 7)**

[U26] Statische Berechnung, I – XIV 5 Ordner; aufgestellt von Fa. Klönne, Dortmund, 1965

[U27] Ausführungspläne, 52a, 60, 66, 99, 109, 117, 138, 140, 141, 142, 145, 159b, 237a, 238b, 239c, 240b, 241b, 242b, 243c, 244b, 249, 250, erstellt von Fa. Klönne, Dortmund, 1965, geprüft von GRASSL, 1965

[U28] Bestandsunterlagen, Bestandspläne 2-11, 2 Ordner; aufgestellt von Fa. Sager und Woerner, Würzburg, 1968

[U29] Bauwerksbuch inkl. Anlagen, 1 Ordner

[U30] Gutachten Prof. NATHER, Gutachten zu den Ursachen und zu den Sanierungsmöglichkeiten der Schweißnahtisse der Sinnbrücke im Zuge der BAB 7 Fulda-Würzburg, inkl. Schadendokumentation und Anlagen, 1 Ordner, München, 2. April 1985

[U31] Ausführungspläne der Sanierung: 1, 7c, 9d, 10b, 12c, 12e, 12f, 13a, 1 Ordner, aufgestellt von Stahl- und Maschinenbau Aschaffenburg GmbH, 1985-86

### **Ruhrtalbrücke Mintard (A 52)**

[U32] Statische Berechnung, 1-15 9 Ordner, aufgestellt von Fa. Stahlbau Liesegang, Köln-Kalk, 1964

[U33] Mängelbeseitigung, Fa. Hein, Lehmann AG, Düsseldorf, 1979

[U34] Einschweißung von Querträgerverstärkungen, Pläne: 16511-16527, 1 Ordner; Fa. Fried. Krupp GmbH, Rheinhausen und Fa. Maurer Söhne GmbH u. Co, Dortmund, 1980

[U35] Gutachten Prof. ALBRECHT und Dipl. Ing. LAUKEL, Gutachten zur Schweißnahtisse „Ursache und Abhilfe“, aufgestellt von Fa. HRA Ingenieurgesellschaft mbH, Bochum, 1993

[U36] Instandsetzungsarbeiten 1992-1994, Fa. Heinrich Send GmbH Castrop-Rauxel, Auszüge der Planungs- und Ausführungsunterlagen

[U37] Verstärkung des Überbaus, 1 Ordner; Ausführungspläne: von SK-04 bis SK-07, von UE-01 bis UE-18, aufgestellt von Fa. HRA Ingenieurgesellschaft mbH, Bochum, 2001-2002

[U38] Verstärkung des Gesamttragwerks, 3 Ordner; Ausführungspläne: 201-225, 301-308, 310, 401-444, aufgestellt von Fa. Thyssen Klönne GmbH, Duisburg, 2003

[U39] Prüfberichte zu den Bauwerksprüfungen, 1972, 1979, 1982, 1984, 1987, 1990, 2000, 2008, 2011

### **Hochstraße A, Leverkusen (A 1)**

[U40] Statische Berechnung, Ordner 1, 2, 2.12, 2.13, 2.2, 3.11, 3.2, 2.14, 2.15, 3.24, 3.25, 3.26, 4, 5, 6, 9, aufgestellt von Ingenieurbüro Grassl, Düsseldorf, 1963

[U41] Bestandspläne, 1-185 10 Ordner; aufgestellt von Fa. August Klönne, Dortmund, 1963

[U42] Gutachterliche Stellungnahme zu der Rissursache und der Durchführung der reparaturschweißarbeiten an dem Bauwerk „Aufständigung A im Zuge der A 1 nördliche Umgebung Köln“, Schweißtechnische Lehre- und Versuchsanstalt, Duisburg, 1978

[U43] Gutachterliche Stellungnahme zu den bei der Magnetpulver- und Ultraschallprüfung festgestellten Ungängen der Querträger-Untergurtanschlüsse an die Hautträgerkasten des Bauwerks, Schweißtechnische Lehre- und Versuchsanstalt, Duisburg, 1979

- [U44] Gutachterliche Stellungnahme über die Schweißnahttrisse an der Kehlnahtverbindungen zwischen den Längsrippen und Querträgern der orthotropen Fahrbahnplatte, Dipl. Ing. G. MÜLLER, Düsseldorf, 1979
- [U45] Standsicherheitsnachweis zum Austausch der im Bauwerk vorhandenen Lager und Fahrbahnübergangskonstruktionen, Dr.-Ing. N. Zahlten und Partner, Wuppertal, 1944
- [U46] Ausarbeitung eines Instandsetzungskonzeptes zu den Schweißnahttrissen an den Rahmenaussteifungen der Hauptträger und Beurteilung der Standsicherheit und Dauerhaftigkeit der Stahlkonstruktion der „Hochstraße A bei Leverkusen“, PSP-Prof. Sedlacek & Partner, Prof. UNGERMANN, Aachen, 1995
- [U47] Statische Berechnung Sanierungsarbeiten am nördlichen Hauptträger Reihe 12, Fa. Raulf, Duisburg, 2003
- [U48] Gutachten Prof. UNGERMANN, Gutachten zur Beurteilung der Risse in der Quersteifen der Hochstraße A im Zuge der A 1 in Leverkusen, TU Dortmund, Lehrstuhl Stahlbau, Dortmund, 2006
- [U49] Ausarbeitung von Ausführungsunterlagen für die Instandsetzung der Risse in den Quersteifen der Hochstraße A im Zuge der A 1 in Leverkusen, TU Dortmund, Lehrstuhl Stahlbau, Dortmund, 2006
- [U50] Schwindungsmessung im Randfeld am östlichen Widerlager unter Verkehr, Eusani – Hortmanns – Zahlten Ingenieurgesellschaft mbH, Solingen, 2007
- [U51] Gutachten Prof. UNGERMANN, Gutachten zur Rissursache und Instandsetzung des südlichen Hauptträgers bei Achse 9N und Beurteilung der Situation für den nördliche Hauptträger bei Achse 9S, TU Dortmund, Lehrstuhl Stahlbau, Dortmund, 2008
- [U52] Statische und dynamische Untersuchung des Brückenüberbaus im Bereich des östlichen Widerlages, TU Dortmund, Lehrstuhl Stahlbau, Dortmund, 2008
- [U53] Entwurfs- und Ausschreibungsunterlagen zur Instandsetzung Bauwerk Hochstraße A, Landesbetrieb Straßenbau NRW, RNL Rheinberg, Außenstelle Köln, 2008
- [U54] Gutachterliche Stellungnahme Prof. UNGERMANN, Gutachterliche Stellungnahme zur Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit der Quersteifen der Hochstraße A im Zuge der A 1 in Leverkusen durch Schweißnahtnachbehandlung, TU Dortmund, Lehrstuhl Stahlbau, Dortmund, 2009
- [U55] Gutachten Prof. UNGERMANN, Erstellung einer ausschreibungsreifen Ausführungsunterlage zum Austausch der Schutzzeineinrichtung der Hochstraße A im Zuge der A 1 in Leverkusen, TU Dortmund, Lehrstuhl Stahlbau, Dortmund, 2009

### **Rheinbrücke Leverkusen (A 1)**

- [U56] Gutachterliche Stellungnahme zur Rheinbrücke Leverkusen, Ing.-Büro PSP Aachen, Stand 20.04.2012, im Auftrag des Landesbetriebs Straßen NRW Niederlassung Köln
- [U57] Vortragsunterlagen zur Rheinbrücke Leverkusen im Rahmen des Expertengespräch Stahlbrückenbau am 23.09.2014, von Dr.-Ing. HAMME (Landesbetrieb Straßen NRW)

### **Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp (A 40)**

- [U58] Stellungnahme zum Zustand und weiteren Nutzung der Rheinbrücke Duisburg Neuenkamp, Ing.-Büro PSP – Prof. Sedlacek & Partner, Aachen, Stand Dezember.2011, im Auftrag des Landesbetriebs Straßen NRW, Niederlassung Krefeld

### **Weserstrombrücke, Bremen (A 1)**

- [U59] Schadensdokumentation der festgestellten Schäden mit Übersichtszeichnungen und Fotos, Stand 03.03.2014
- [U60] Statische Nachrechnung Weserbrücke im Zuge der BAB A 1, aufgestellt von der Ingenieurgesellschaft Prof. Dr.-Ing. Hansen mbH Hamburg, 17.08.2012, im Auftrag der Freien Hansestadt Bremen, geprüft durch Prof. Dr.-Ing. K. GEIßLER, Dresden 13.02.2014
- [U61] Dynamische Langzeitmessung Weserstrombrücke A 1 Bremen, Messbericht, GMG Ingenieurgesellschaft mbH, Dresden 25.09.2014

## 14 Literatur

- [1] DIN 1072: Straßen- und Wegebrücken/Lastannahmen, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin 12/1985
- [2] DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen/Überwachung und Prüfung, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin 11/1999
- [3] DIN FB 101: Einwirkung auf Brücken, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin 03/2009
- [4] DIN FB 103: Stahlbrücken, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin 03/2009
- [5] DIN EN 1991-2: Einwirkung auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücke; Deutsche Fassung EN1991-2: 2003 + AC: 2010, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin 12/2010
- [6] DIN EN 1991-2-NA: National festgelegte Parameter, Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin 08/2012
- [7] DIN EN 1993-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1: 2005 + AC: 2009, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin 12/2010
- [8] DIN EN 1993-1-5: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile; Deutsche Fassung EN1993-1-5: 2006 + AC: 2009, DIN Deutsche Institut für Normung e. V., Berlin 12/2010
- [9] DIN EN 1993-1-9: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9: 2005 + AC:2009, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin 12/2010
- [10] COLLINS, J.A.: Failure of Materials in Mechanical Design, Analysis, Prediction, Prevention, Wiley, New York 1981
- [11] HOBACHER, A.: Recommendation for fatigue design of welded joints and components, International Institute of Welding, doc. XIII-2151r4-07/XV-1254r4-07. Paris, France, October 2008
- [12] PASCHEN, M.: Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten orthotroper Fahrbahnplatten, in Vorbereitung
- [13] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücke im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung Abteilung Straßenbau, Ausgabe 02/2011
- [14] SEDLACEK, G.; PASCHEN, M.; FELDMANN, M.; GEßLER, A.; MÖLLER, S.; STEINAUER, B.; SCHARNIGG, K.: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen Heft B 76, Bergisch Gladbach, 2011
- [15] SPRINGER O.: Zur Bedeutung der Querschnittsverformung für das Tragverhalten und die Konstruktion von stählernen Straßenbrücken, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 1922

## Anlagen

### Anhang A: Zu Kapitel 6.2.2

System		
Stützweite		100,0 m
Gesamtbreite		15,0 m
Hauptträger		
Abstand $a_{HT}$		7,5 m
Höhe $h_{HT}$		4.167 mm
Breite UG $b_{HT,UG}$		1.000 mm
Dicke UG $t_{HT,UG}$		50 mm
Dicke Steg $t_{HT,Steg}$		12 mm
Abstand der Längssteifen $a_{HT,LS}$		524 mm
Ersatzstab Stegsteifen	A	12 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	1.728 cm <sup>4</sup>
Querträger		
Abstand $a_{QT}$		2,5 m
Höhe $h_{QT}$		500 mm
Breite UG $b_{QT,UG}$		200 mm
Dicke UG $t_{QT,UG}$		18 mm
Dicke Steg $t_{QT,Steg}$		10 mm
Orthotrope Fahrbahnplatte		
Deckblechdicke $t_{FB}$		12 mm
Abstand der Längssteifen $a_{FB,LS}$		250 mm
Ersatzstab Längssteifen	A	64 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	6.500 cm <sup>4</sup>
Quersteife		
Höhe $h_{QS}$		175 ... 400 mm
Breite UG $b_{QS,UG}$		80 ... 200 mm
Dicke UG $t_{QS,UG}$		5 ... 36 mm
Dicke Steg $t_{QS,Steg}$		5 ... 20 mm
Querverbände		
Querschnitt	A	38,4 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	354 cm <sup>4</sup>
Abstand $a_{QV}$		20,0 m

Tab. A 1: Querschnittsparameter für die Variation der Rahmensteifigkeit  $\kappa_s$

$\kappa_s$	Quersteifen-Steg [mm]	Quersteifen-UG [mm]
0,25	400 x 20	200 x 36
0,50	340 x 10	200 x 20,3
1,00	275 x 10	200 x 13,5
2,00	210 x 10	200 x 11,1
3,00	200 x 10	100 x 13,9
4,00	200 x 10	100 x 8,6
6,00	175 x 7,5	80 x 10
10,0	175 x 5	80 x 5

Tab. A 2: Variation des Quersteifenquerschnitts

## Anhang B: Zu Kapitel 7.2

System		
Stützweite	112,3 - 130,0 - 112,3 m	
Gesamtbreite	14,5 m	
Hauptträger		
Abstand $a_{HT}$	7,5 m	
Höhe $h_{HT}$	5.100 mm	
Breite UG $b_{HT,UG}$	800 mm	
Dicke UG $t_{HT,UG}$	50 mm	
Dicke Steg $t_{HT,Steg}$	10 mm	
Abstand der Längssteifen $a_{HT,LS}$	652 mm	
Ersatzstab Stegsteifen	A	12 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	1.728 cm <sup>4</sup>
Querträger		
Abstand $a_{QT}$	1,44 m	
Höhe $h_{QT}$	540 mm	
Breite UG $b_{QT,UG}$	180 mm	
Dicke UG $t_{QT,UG}$	8 mm	
Dicke Steg $t_{QT,Steg}$	10 mm	
Orthotrope Fahrbahnplatte		
Deckblechdicke $t_{FB}$	12 mm	
Abstand der Längssteifen $a_{FB,LS}$	250 mm	
Ersatzstab Längssteifen	A	22,2 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	1.549 cm <sup>4</sup>
Quersteife		
Höhe $h_{QS}$	250 mm	
Breite UG $b_{QS,UG}$	160 mm	
Dicke UG $t_{QS,UG}$	8 mm	
Dicke Steg $t_{QS,Steg}$	8 mm	
Querverbände		
Querschnitt	A	35,7 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	321 cm <sup>4</sup>
Abstand $a_{QV}$	5,76 m	

Tab. A 3: Querschnittsparameter zur Nachrechnung der Donaubrücke Sinzing

## Anhang C: Zu Kapitel 7.3

System		
Stützweite	82,0 – 110,0 - 82,0 m	
Gesamtbreite	29,7 m	
Hauptträger		
Abstand $a_{HT}$	20,1 m	
Höhe $h_{HT}$	5.000 mm	
Breite UG $b_{HT,UG}$	1.000 mm	
Dicke UG $t_{HT,UG}$	85 mm	
Dicke Steg $t_{HT,Steg}$	10 mm	
Abstand der Längssteifen $a_{HT,LS}$	593 mm	
Ersatzstab Stegsteifen	A	15 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	4218 cm <sup>4</sup>
Querträger		
Abstand $a_{QT}$	3,15 m	
Höhe $h_{QT}$	850 mm	
Breite UG $b_{QT,UG}$	330 mm	
Dicke UG $t_{QT,UG}$	18 mm	
Dicke Steg $t_{QT,Steg}$	8 mm	
Orthotrope Fahrbahnplatte		
Deckblechdicke $t_{FB}$	12 mm	
Abstand der Längssteifen $a_{FB,LS}$	300 mm	
Ersatzstab Längssteifen	A	82,84 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	7.822 cm <sup>4</sup>
Quersteife		
Höhe $h_{QS}$	400-600 mm	
Breite UG $b_{QS,UG}$	120 mm	
Dicke UG $t_{QS,UG}$	10 mm	
Dicke Steg $t_{QS,Steg}$	8 mm	
Querverbände		
Querschnitt	A	126,42 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	18.5966 cm <sup>4</sup>
Abstand $a_{QV}$	82 m	

Tab. A 4 Querschnittsparameter zur Nachrechnung der Sinnthalbrücke

## Anhang D: Zu Kapitel 7.4

System		
Stützweite	90,0 - 108,0 - 90,0 m	
Gesamtbreite	26,75 m	
Hauptträger		
Abstand $a_{HT}$	7,5 m	
Höhe $h_{HT}$	4,50 m	
Breite Bodenblech $b_{HT, BB}$	7.500 mm	
Dicke Bodenblech $t_{HT, BB}$	10 mm	
Dicke Steg $t_{HT, Steg}$	10 mm	
Abstand der Längssteifen $a_{HT, LS}$	500- 750 mm	
Ersatzstab Längssteifen (Steg und Bodenblech)	A	27,62 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	2.788 cm <sup>4</sup>
Querträger		
Abstand $a_{QT}$	3,75 m	
Höhe $h_{QT}$	550 mm	
Breite UG $b_{QT, UG}$	250 mm	
Dicke UG $t_{QT, UG}$	15 mm	
Dicke Steg $t_{QT, Steg}$	10 mm	
Orthotrope Fahrbahnplatte		
Deckblechdicke $t_{FB}$	12 mm	
Abstand der Längssteifen $a_{FB, LS}$	300 mm	
Ersatzstab Längssteifen	A	25,1 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	6.595 cm <sup>4</sup>
Quersteife (HT-Steg und HT-Bodenblech)		
Höhe $h_{QS}$	375 mm	
Breite UG $b_{QS, UG}$	120 mm	
Dicke UG $t_{QS, UG}$	15 mm	
Dicke Steg $t_{QS, Steg}$	10 mm	
Querverbände		
Querschnitt	2 x HEA 120	
Abstand $a_{QV}$	18,0 m	

Tab. A 5: Querschnittsparamter zur Nachrechnung der Ruhrthalbrücke Mintard

## Anhang E: Zu Kapitel 8.2.2

Hauptträger	
Dicke Steg $t_{HT, Steg}$	12 mm
Abstand der Längssteifen $a_{HT, LS}$	< 750 mm
Querträger	
- Dicke Steg $t_{QT, Steg}$	10 mm
Orthotrope Fahrbahnplatte	
Deckblechdicke $t_{FB}$	12 mm
Abstand der Längssteifen $a_{FB, LS}$	300 mm
Quersteife	
Dicke Steg $t_{QS, Steg}$	10 mm
Querverbände (normale Verbandsachse)	
Querschnitt	HEA 100

Tab. A 6: Querschnittsparameter, die für alle Systeme aus dem Abschnitt 8 gelten

Art der Aussteifung (Lagerachsen)	
offene Systeme	HEA 260
Hohlkastenquerschnitte	Vollschott

Tab. A 7: Querschnittsparameter Lagerachsen

Längssteifen der Hauptträger-Stege		
Ersatzstab bei $a_{QT}=150\text{cm}$	A	12 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	535 cm <sup>4</sup>
Ersatzstab bei $a_{QT}=450\text{cm}$	A	32 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	2.970 cm <sup>4</sup>

Tab. A 8: Querschnittsparameter Längssteifen HT-Steg

Längssteifen der orthotrope Fahrbahnplatte		
Ersatzstab bei $a_{QT}=150\text{cm}$	A	16,2 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	1.600 cm <sup>4</sup>
Ersatzstab bei $a_{QT}=450\text{cm}$	A	62,0 cm <sup>2</sup>
	$I_y$	7.500 cm <sup>4</sup>

Tab. A 9: Querschnittsparameter Längssteifen Fahrbahn

Hauptträger-Untergurt (offene Systeme)		
99-XXX-XXX	$b_{HT,UG}$	1.000 mm
99-0700-370	$t_{HT,UG}$	100 mm
99-0700-550	$t_{HT,UG}$	60 mm
99-1050-370	$t_{HT,UG}$	85 mm
99-1050-550	$t_{HT,UG}$	45 mm
63-XXX-XXX	$b_{HT,UG}$	800 mm
63-0700-230	$t_{HT,UG}$	80 mm
63-0700-350	$t_{HT,UG}$	45 mm
63-1050-230	$t_{HT,UG}$	70 mm
63-1050-350	$t_{HT,UG}$	40 mm
Hauptträger-Bodenbleche (Hohlkastenquerschnitte)		
Abstand Längssteifen	$a_{HT,BB,LS}$	500 mm
Ersatzstab Längssteifen	A & $I_y$	wie Fahrbahn
99-600-330	$t_{HT,BB}$	15 mm
99-600-450	$t_{HT,BB}$	12 mm
99-800-330	$t_{HT,BB}$	15 mm
99-800-450	$t_{HT,BB}$	12 mm
63-600-210	$t_{HT,BB}$	15 mm
63-600-300	$t_{HT,BB}$	12 mm
63-800-210	$t_{HT,BB}$	15 mm
63-800-300	$t_{HT,BB}$	12 mm

Tab. A 10: Querschnittsparameter Hauptträger

Querträger				
$a_{HT}$ [cm]	$a_{QT}$ [cm]	$h_{QT}$	$b_{QT,UG}$	$t_{QT,UG}$
600	150	500 mm	200 mm	16 mm
600	450	800 mm	250 mm	18 mm
700	150	500 mm	180 mm	10 mm
700	450	800 mm	180 mm	16 mm
800	150	500 mm	200 mm	16 mm
800	450	800 mm	250 mm	18 mm
1050	150	750 mm	200 mm	14 mm
1050	450	1000 mm	325 mm	20 mm

Tab. A 11: Querschnittsparameter Querträger

Quersteifen		
Höhe	$h_{QS}$	250 mm
Breite UG*	$b_{QS,UG}$	160 mm
Dicke UG*	$t_{QS,UG}$	10 mm
* kein Gurt bei den offenen Systemen mit 63 m Spannweite		

Tab. A 12: Querschnittsparameter Quersteifen

Quersteifen Bodenblech		
Höhe	$h_{QS}$	250 mm
Breite UG*	$b_{QS,UG}$	160 mm
Dicke UG*	$t_{QS,UG}$	10 mm

Tab. A 13: Querschnittsparameter Quersteifen Bodenblech

## Anhang F: Zu Kapitel 8.2.3

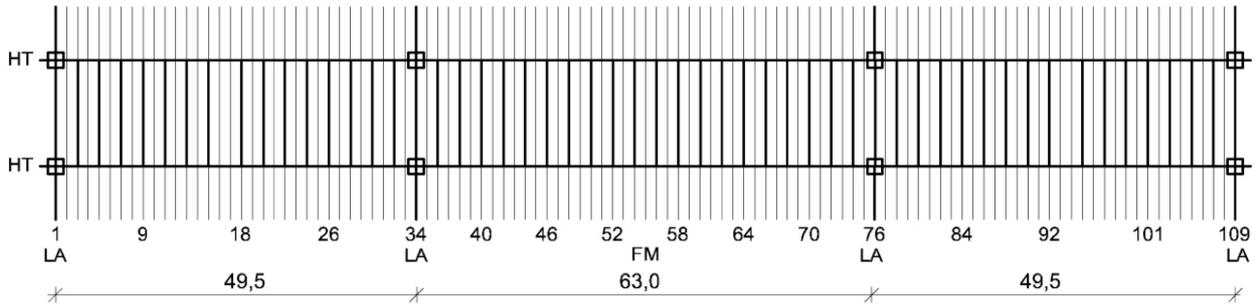


Bild A 1: Übersicht Grundriss System 63-150-V0300

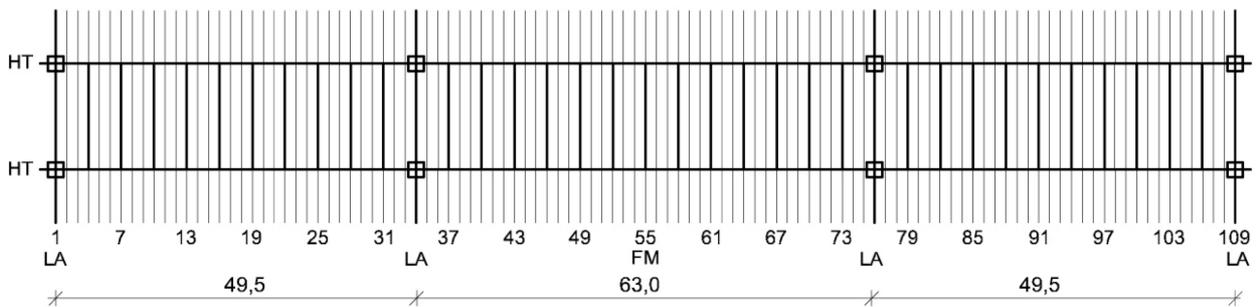


Bild A 2: Übersicht Grundriss System 63-150-V0450

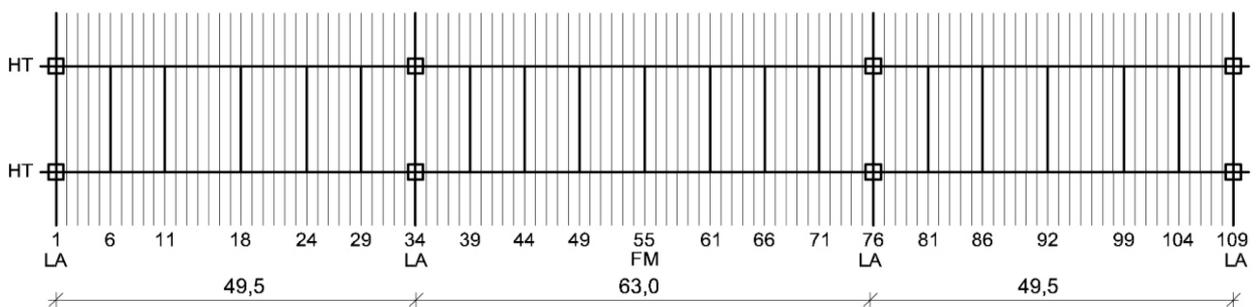


Bild A 3: Übersicht Grundriss System 63-150-V0750

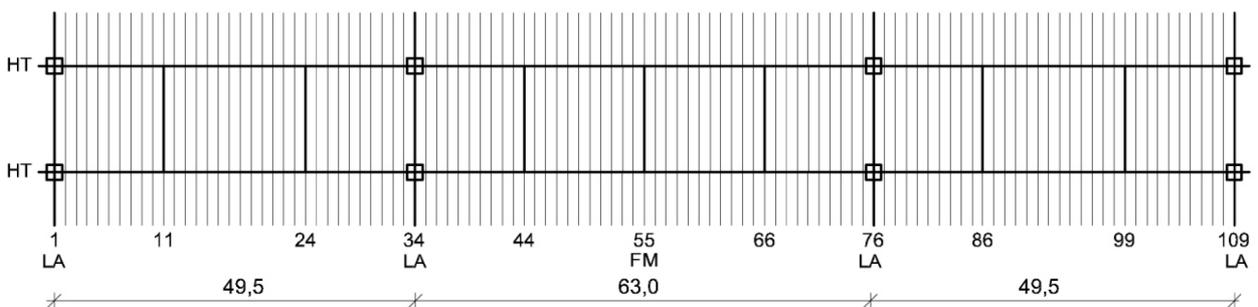


Bild A 4: Übersicht Grundriss System 63-150-V1500

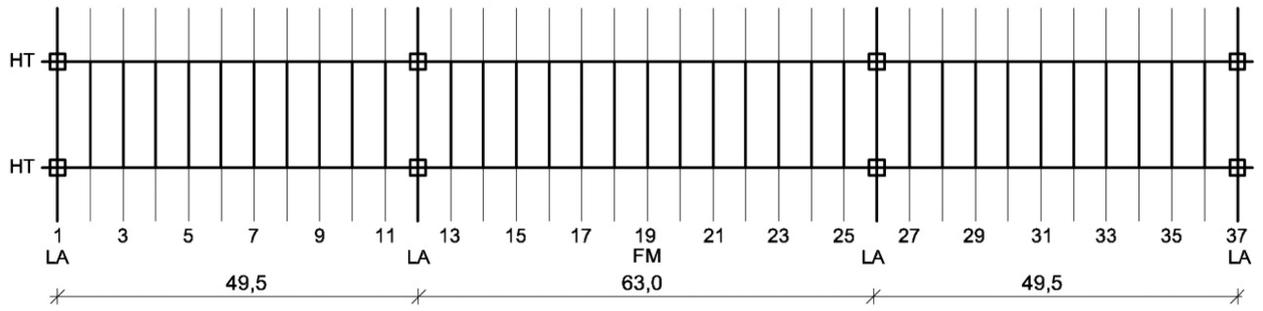


Bild A 5: Übersicht Grundriss System 63-450-V0450

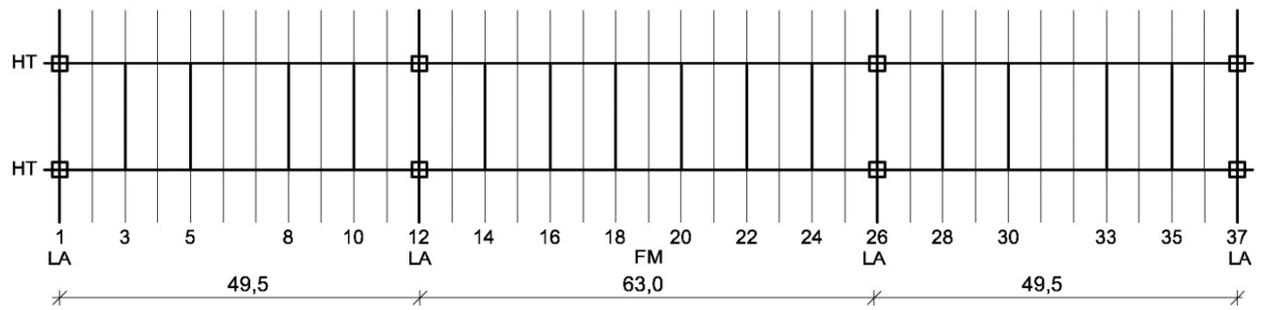


Bild A 6: Übersicht Grundriss System 63-450-V0900

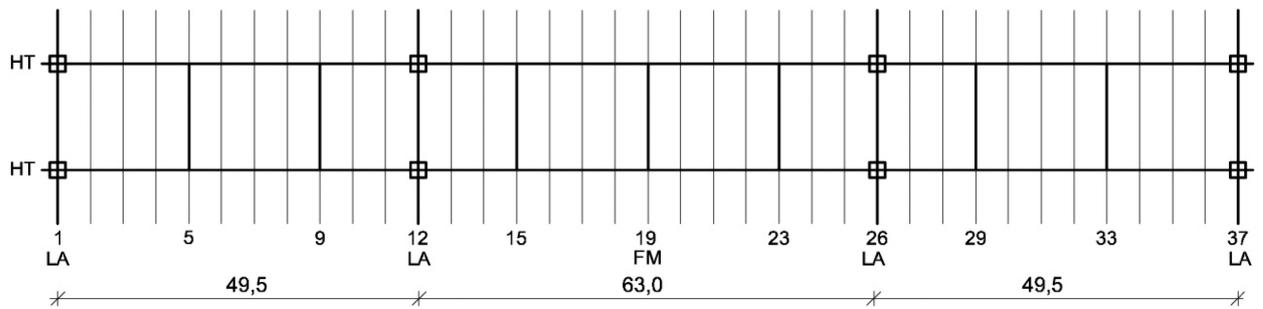


Bild A 7: Übersicht Grundriss System 63-450-V1350

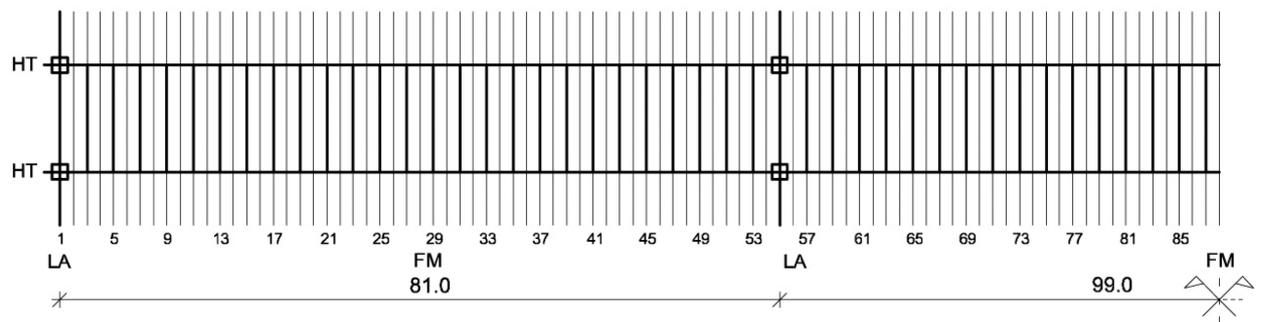


Bild A 8: Übersicht Grundriss System 99-150-V0300

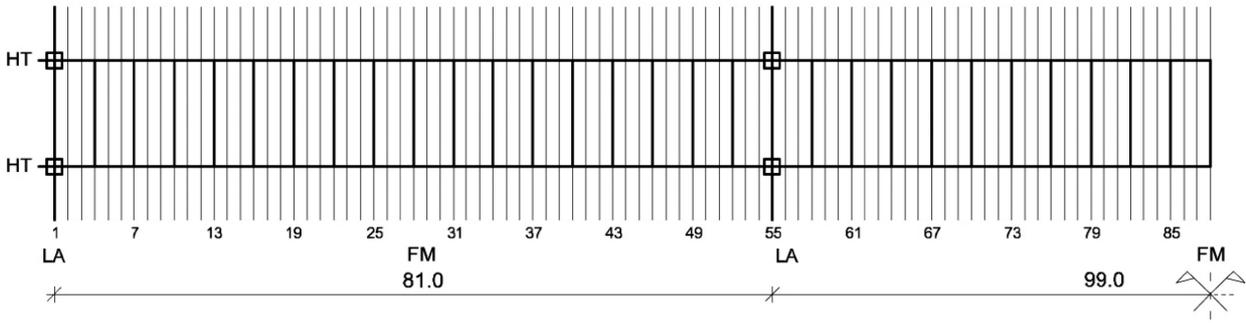


Bild A 9: Übersicht Grundriss System 99-150-V0450

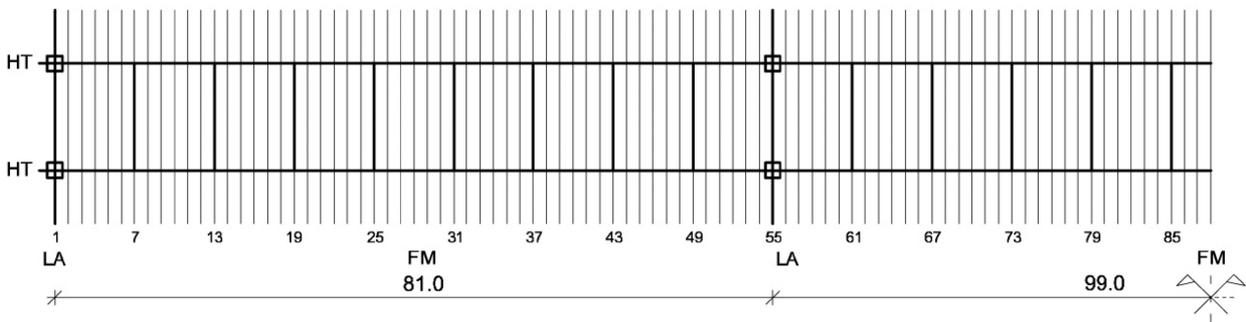


Bild A 10: Übersicht Grundriss System 99-150-V0900

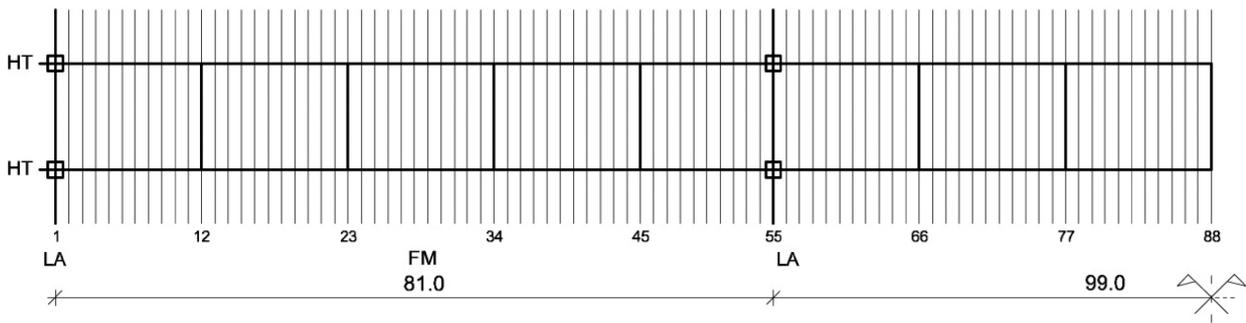


Bild A 11: Übersicht Grundriss System 99-150-V1650

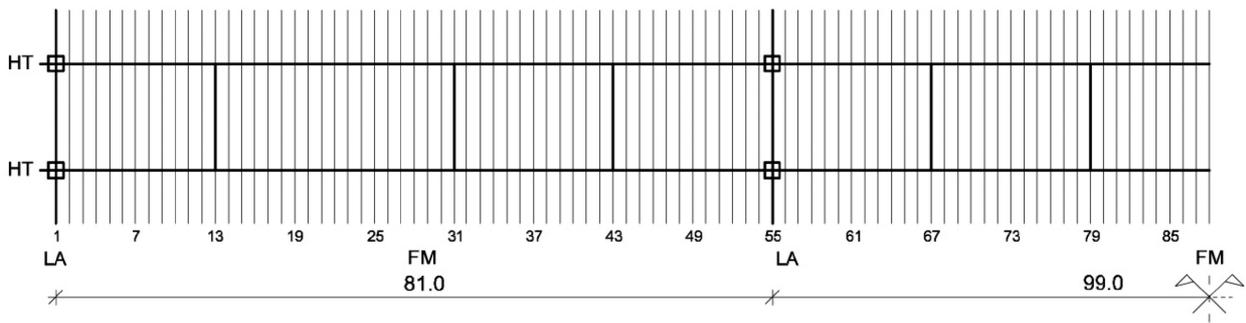


Bild A 12: Übersicht Grundriss System 99-150-V1800

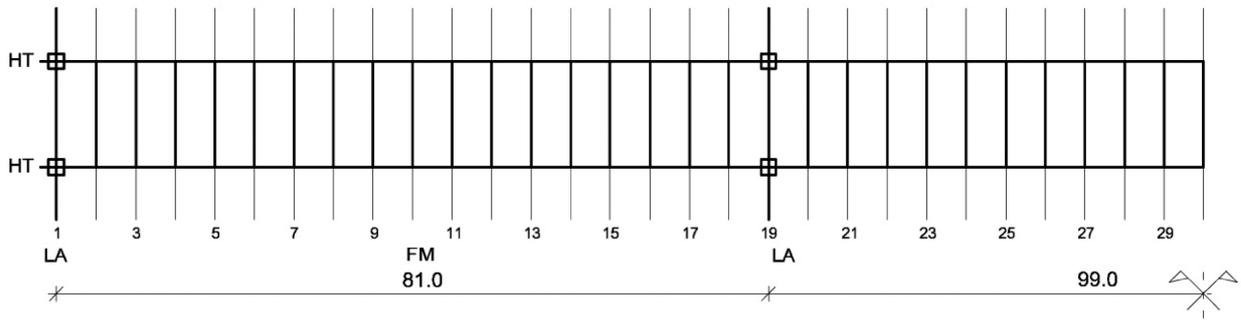


Bild A 13: Übersicht Grundriss System 99-450-V0450

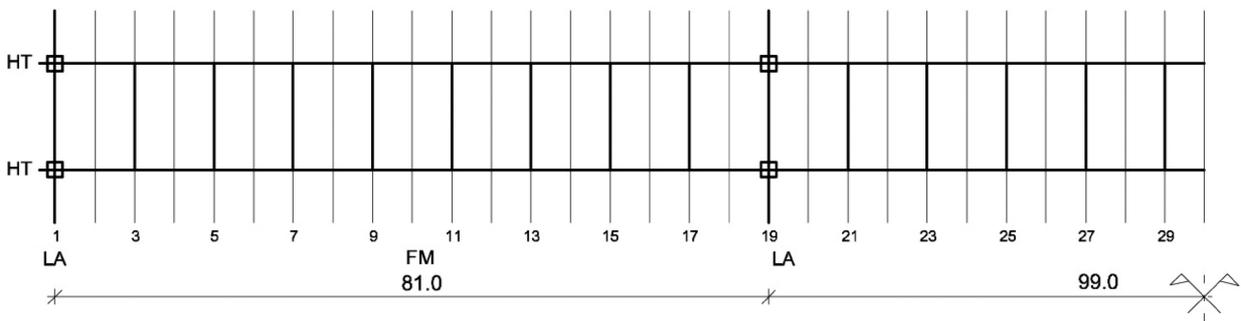


Bild A 14: Übersicht Grundriss System 99-450-V0900

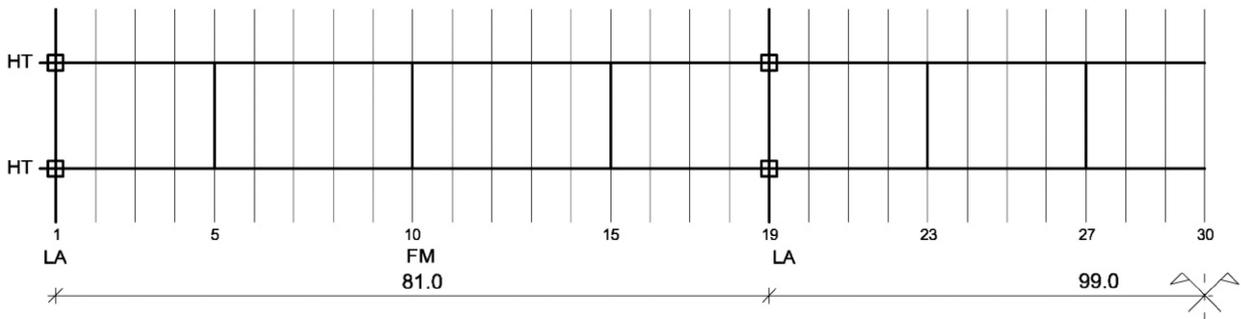


Bild A 15: Übersicht Grundriss System 99-450-V1800

## Anhang G: Zu Kapitel 8.6

$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]				Offene Querschnitte - Verbandsachsen								
System				V0300	V0450	V0750	V0900	V1350	V1500	V1800	max-min	bezogen
99	700	370	150	43,50	44,56	-	44,31	-	-	44,38	1,06	0,02
99	700	550	150	36,06	36,06	-	36,06	-	-	36,06	0,00	0,00
99	1050	370	150	43,50	43,44	-	42,81	-	-	42,94	0,69	0,02
99	1050	550	150	33,06	33,00	-	32,94	-	-	32,94	0,13	0,00
63	700	230	150	107,28	107,21	106,24	-	-	106,31	-	1,04	0,01
63	700	350	150	80,17	80,29	80,43	-	-	80,36	-	0,26	0,00
63	1050	230	150	107,86	107,34	104,35	-	-	104,37	-	3,51	0,03
63	1050	350	150	76,16	75,88	75,76	-	-	75,79	-	0,40	0,01
99	700	370	450	-	42,69	-	42,63	-	-	42,75	0,13	0,00
99	700	550	450	-	31,88	-	32,00	-	-	32,06	0,19	0,01
99	1050	370	450	-	41,94	-	41,63	-	-	41,81	0,31	0,01
99	1050	550	450	-	29,88	-	30,00	-	-	29,94	0,13	0,00
63	700	230	450	-	102,20	-	102,94	101,44	-	-	1,50	0,01
63	700	350	450	-	69,91	-	70,25	70,33	-	-	0,42	0,01
63	1050	230	450	-	103,84	-	99,87	100,40	-	-	3,97	0,04
63	1050	350	450	-	69,11	-	69,07	69,21	-	-	0,14	0,00

Tab. A 14: Vergleich der maximalen Spannungsschwingbreiten für Verbandsachsen offener Querschnitte

$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]				Offene Querschnitte - Normalachsen								
System				V0300	V0450	V0750	V0900	V1350	V1500	V1800	max-min	bezogen
99	700	370	150	37,06	38,44	-	38,75	-	-	38,88	1,81	0,05
99	700	550	150	30,13	30,94	-	31,38	-	-	31,69	1,56	0,05
99	1050	370	150	38,13	38,44	-	38,38	-	-	38,44	0,31	0,01
99	1050	550	150	28,69	29,25	-	29,38	-	-	29,75	1,06	0,04
63	700	230	150	81,64	83,08	83,33	-	-	84,07	-	2,43	0,03
63	700	350	150	61,46	63,24	63,44	-	-	64,54	-	3,08	0,05
63	1050	230	150	83,43	83,01	82,46	-	-	81,74	-	1,69	0,02
63	1050	350	150	58,84	60,28	60,02	-	-	61,40	-	2,56	0,04
99	700	370	450	-	-	-	37,69	-	-	37,13	0,56	0,02
99	700	550	450	-	-	-	28,56	-	-	28,44	0,13	0,00
99	1050	370	450	-	-	-	37,06	-	-	36,19	0,87	0,02
99	1050	550	450	-	-	-	27,13	-	-	26,94	0,19	0,01
63	700	230	450	-	-	-	76,08	72,33	-	-	3,75	0,05
63	700	350	450	-	-	-	55,66	53,34	-	-	2,32	0,04
63	1050	230	450	-	-	-	73,54	70,44	-	-	3,10	0,04
63	1050	350	450	-	-	-	54,44	51,86	-	-	2,58	0,05

Tab. A 15: Vergleich der maximalen Spannungsschwingbreiten für Verbandsachsen offener Querschnitte

$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]				Hohlkastenquerschnitte - Verbandsachsen									
System				V0300	V0450	V0750	V0900	V1350	V1500	V1650	V1800	max-min	bezogen
99	600	330	150	31,81	31,94	-	31,31	-	-	31,00	-	0,94	0,03
99	600	450	150	27,25	27,31	-	26,94	-	-	26,63	-	0,69	0,03
99	800	330	150	48,44	48,56	-	48,25	-	-	47,75	-	0,81	0,02
99	800	450	150	41,69	41,63	-	41,50	-	-	41,13	-	0,56	0,01
63	600	210	150	36,81	36,94	36,13	-	-	35,94	-	-	1,00	0,03
63	600	300	150	33,19	33,25	32,75	-	-	32,31	-	-	0,94	0,03
63	800	210	150	54,94	55,44	54,75	-	-	54,31	-	-	1,13	0,02
63	800	300	150	50,38	50,56	50,25	-	-	49,69	-	-	0,88	0,02
99	600	330	450	-	32,31	-	31,94	-	-	-	31,69	0,63	0,02
99	600	450	450	-	26,69	-	26,63	-	-	-	26,31	0,38	0,01
99	800	330	450	-	47,25	-	47,44	-	-	-	46,81	0,63	0,01
99	800	450	450	-	38,69	-	38,75	-	-	-	38,31	0,44	0,01
63	600	210	450	-	37,69	-	37,13	36,75	-	-	-	0,94	0,03
63	600	300	450	-	33,94	-	33,50	33,50	-	-	-	0,44	0,01
63	800	210	450	-	55,25	-	55,69	55,06	-	-	-	0,63	0,01
63	800	300	450	-	49,69	-	49,88	49,38	-	-	-	0,50	0,01

Tab. A 16: Vergleich der maximalen Spannungsschwingbreiten für Verbandsachsen von Hohlkastenquerschnitten

$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]				Hohlkastenquerschnitte - Normalachsen									
System				V0300	V0450	V0750	V0900	V1350	V1500	V1650	V1800	max-min	bezogen
99	600	330	150	28,63	28,81	-	29,25	-	-	29,19	-	0,63	0,02
99	600	450	150	24,50	24,63	-	24,88	-	-	24,88	-	0,37	0,02
99	800	330	150	43,19	43,88	-	45,00	-	-	44,94	-	1,81	0,04
99	800	450	150	37,00	37,69	-	38,19	-	-	38,13	-	1,19	0,03
63	600	210	150	33,75	34,13	35,19	-	-	34,88	-	-	1,44	0,04
63	600	300	150	29,88	30,06	30,63	-	-	30,50	-	-	0,75	0,03
63	800	210	150	50,25	51,75	53,94	-	-	53,88	-	-	3,69	0,07
63	800	300	150	45,00	45,94	47,00	-	-	47,06	-	-	2,06	0,05
99	600	330	450	-	-	-	29,38	-	-	-	29,19	0,19	0,01
99	600	450	450	-	-	-	24,25	-	-	-	24,19	0,06	0,00
99	800	330	450	-	-	-	43,88	-	-	-	44,25	0,37	0,01
99	800	450	450	-	-	-	35,69	-	-	-	35,81	0,12	0,00
63	600	210	450	-	-	-	36,50	36,13	-	-	-	0,38	0,01
63	600	300	450	-	-	-	31,00	30,88	-	-	-	0,13	0,00
63	800	210	450	-	-	-	55,25	56,25	-	-	-	1,00	0,02
63	800	300	450	-	-	-	46,31	46,88	-	-	-	0,56	0,01

Tab. A 17: Vergleich der maximalen Spannungsschwingbreiten für Normalachsen von Hohlkastenquerschnitten



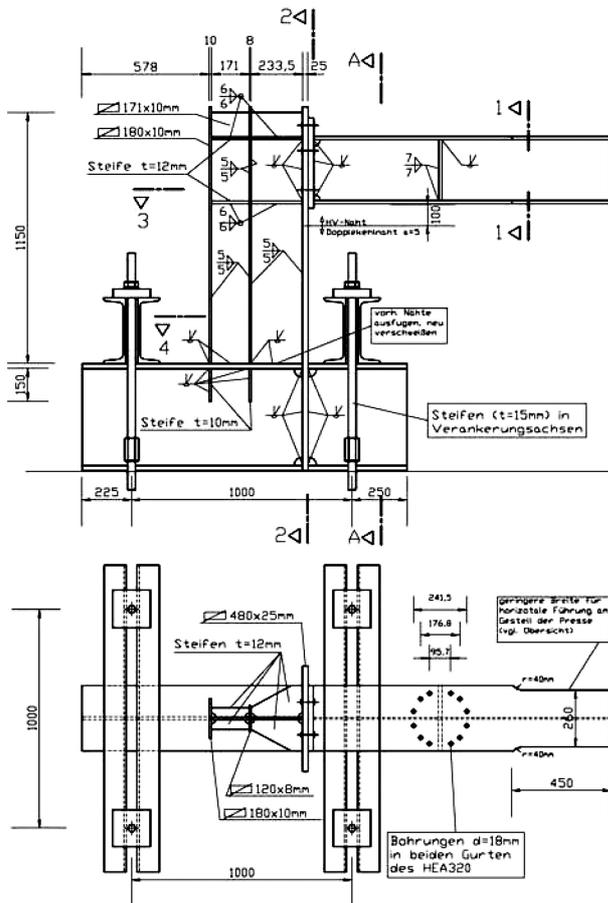


Bild A 18: Versuchskörper Teil 2 Ansicht und Aufsicht

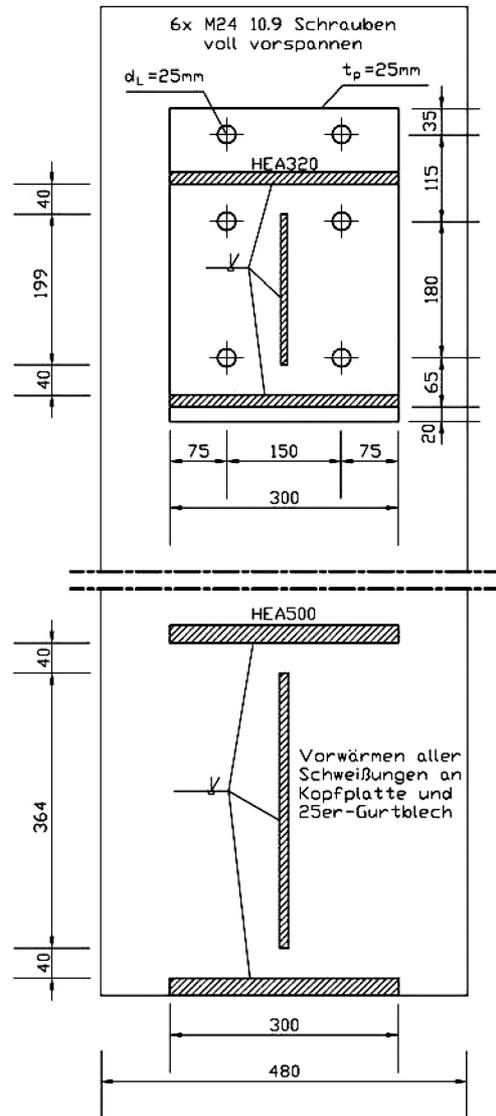


Bild A 21: Versuchskörper Teil 1 & 2 Schnitt 2-2

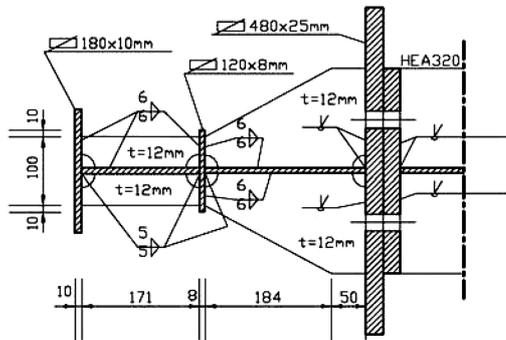


Bild A 19: Versuchskörper Teil 2 Schnitt 3-3

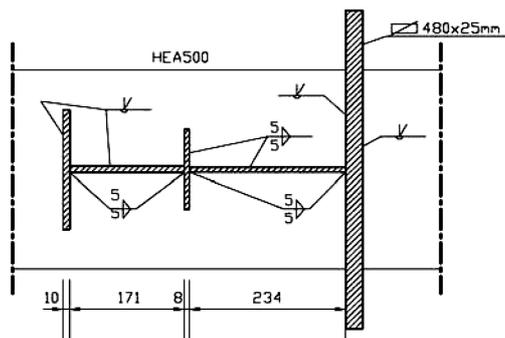


Bild A 20: Versuchskörper Teil 2 Schnitt 4-4

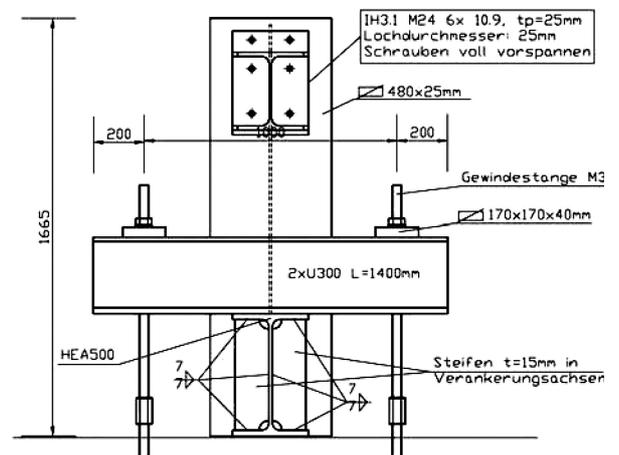


Bild A 22: Versuchskörper Teile 1 & 2 Schnitt A-A

## Anhang J: Zu Kapitel 9.4.2



Bild A 23: Umbau Versuchskörper 01 – Herauslösen des alten Knotenblech durch autogenes Brennschneiden



Bild A 26: Umbau Versuchskörper 04 – Anschlussbereich des alten Knotenblechs nach dem Entfernen des restlichen Überstands mit einem Winkelschleifer



Bild A 24: Umbau Versuchskörper 02 – Brennkante nach dem Herauslösen des alten Knotenblechs, verbliebener Überstand ca. 10 mm



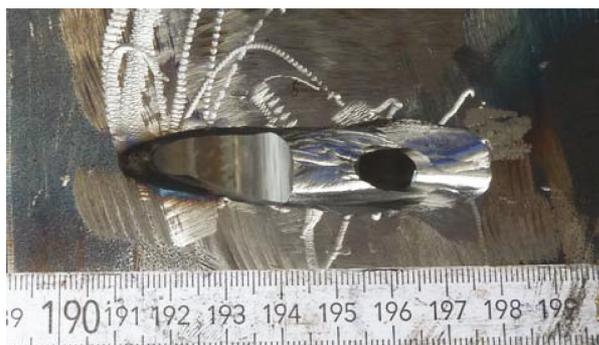
Bild A 27: Umbau Versuchskörper 05 – Schrittweise Ausschleifen des Risses mit einem Fingerschleifer im Wechsel mit MT-Prüfungen



Bild A 25: Umbau Versuchskörper 03 – Reduzierung des verbliebenen Überstands mit „weicher Flamme“ auf ca. 3 mm



Bild A 28: Umbau Versuchskörper 06 – MT-Anzeige des teilweise ausgeschliffenen Risses; durch das sukzessive Vorgehen kann der Rissverlauf über die Blechdicke dokumentiert werden



**Bild A 29:** Umbau Versuchskörper 07 – Zuvor gerissener Bereich mit großzügigen Zuschlägen vollständig ausgearbeitet, um nicht detektierbare Rissenden im Mikrobereich zu erfassen



**Bild A 33:** Umbau Versuchskörper 11 – Lagenweise Auffüllen des ausgearbeiteten Bereichs; nach jeder Raupe wurden die Verunreinigungen ausgeschliffen



**Bild A 30:** Umbau Versuchskörper 08 – Stegseitiges Zuschweißen des ausgearbeiteten Bereichs (Verfahren 135 MAG, Gas M21)



**Bild A 34** Umbau Versuchskörper 12 – Gurtansicht nach Abschluss der Reparaturschweißungen



**Bild A 31:** Umbau Versuchskörper 09 – Gurtansicht nach stegseitigem Zuschweißen des ausgearbeiteten Bereichs



**Bild A 35:** Umbau Versuchskörper 13 – Stegseitige Ansicht nach Abschluss der Reparaturschweißung (vgl. Bild A 30)



**Bild A 32:** Umbau Versuchskörper 10 – Gurtansicht nach Ausschleifen der Verunreinigungen



**Bild A 36:** Umbau Versuchskörper 14 – Vormontage und Ausrichtung des verstärkenden Bauteils; um den Spalt zwischen altem und neuem Bauteil auf ein verträgliches Maß (~2mm) zu reduzieren, waren Richtarbeiten erforderlich



**Bild A 37:** Umbau Versuchskörper 15 – Heftschweißung auf halber Höhe des Stegs (Verfahren 135 MAG, Schutzgas M21, Position PF Steгнаht)



**Bild A 38:** Umbau Versuchskörper 16 – Schweißen der Wurzellage für Gurt- und Steгнаht



**Bild A 39:** Umbau Versuchskörper 17 – Gurtseitige Ansicht der Wurzel vor dem Ausschleifen



**Bild A 40:** Umbau Versuchskörper 18 – Schweißen der Gurtnaht (Schweißposition PD)



**Bild A 41:** Umbau Versuchskörper 19 – Ansicht der vollständig geschweißten Gurtnaht

## Anhang K: Zu Kapitel 9.4.3

### K Ermüdungsbruch des Lasteinleitungsträgers

#### K.1. Rissbilder

Der zuerst aufgetretene Riss im Steg ist, wie bereits auf dem Bild 120 zu erkennen, von der trägerseitigen Schmelzlinie der Umschweißung ausgehend diagonal durch die Schweißnaht gewachsen. Das Bild A 42 zeigt, dass der Riss zum Ende des Versuchs sogar bis in das Material der Kopfplatte hineingewachsen war. Gleichzeitig ist die Rissoberfläche augenscheinlich frei von Einschlüssen oder sonstigen Unregelmäßigkeiten. Somit kann von einer guten Schweißnahtqualität ausgegangen werden.



Bild A 42: Rissoberfläche Steg in der Druckzone

Das Bild A 44 zeigt die Rissoberfläche des Obergurts, der über die gesamte Breite entlang der Schmelzlinie verläuft (Bild 121). Die rot markierten Bereiche in Bild A 44 weisen die für einen duktilen Verformungsbruch charakteristischen Brucheinschnürungen auf. Die übrigen Bereiche haben eine glatte und matte Oberfläche. Die für einen Ermüdungsbruch typischen Rastlinien sind hingegen nicht erkennbar. Jedoch gibt es im Bereich der Ausnehmung an der Unterkante des Gurtes einen Bereich, der sich etwas dunkler darstellt.

#### K.2. Zeitlicher Verlauf des Versagens

Die visuelle Inspektion am Vortag des Versagens war ohne Befund geblieben. Die Aufzeichnungen der Maschinenwege weisen einen kontinuierlich zunehmenden Anstieg bis zum Versagen auf. Ein nennenswertes Risswachstum fand somit im Verlauf von 120.000 Lastwechseln und ca. 13 Stunden statt.

#### K.3. Ursachen

Insgesamt war der Lasteinleitungsträger im Verlauf des Versuchs mehr als 14 Mio. Lastwechseln ausgesetzt, wobei die Spannungsschwingbreite mit den einzelnen Laststufen stets zugenommen hat. Jedoch lagen die Werte der maximalen Spannungsschwingbreiten, nach dem Nennspannungskonzept ermittelt und wie in Kapitel 9.3.3 dargestellt, immer unterhalb der Dauerfestigkeit von  $59\text{N/mm}^2$  (Kerbfall 80 gemäß DIN EN 1993-1-9 Tab. 8.5). Bei der zweiten Laststufe des Teil 2 wurden im Schweißnahtquerschnitt des Kopfplattenanschlusses die rechnerisch maximalen Schwingbreiten von  $\Delta\sigma=47,5\text{N/mm}^2$  und  $\Delta\tau=47,7\text{N/mm}^2$  erreicht. Die Schwingbreiten der vorangegangenen Laststufen waren deutlich kleiner.

Allerdings sind die genannten Werte Nennspannungen im Bereich der Ausnehmungen nicht zutreffend. Die Ausnehmungen stellen geometrische Diskontinuitäten dar, die zu lokalen Spannungserhöhungen der linearen Nennspannungsverläufe, wie in Bild A 43 dargestellt, führen. Solche Effekte müssen gemäß DIN EN 1993-1-9 Abs. 5 (3) durch Spannungskonzentrationsfaktoren berücksichtigt werden, die den Wert der maßgebenden Spannungsschwingbreite vergrößern.

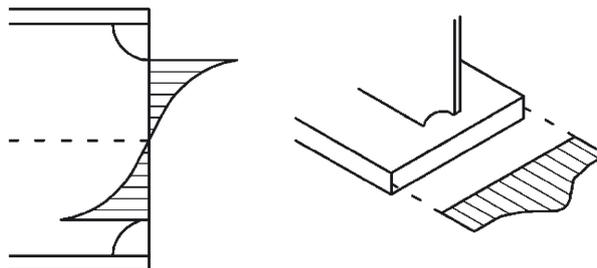


Bild A 43: Nichtlineare Spannungsverläufe verursacht durch die Ausnehmung

Nachfolgend wird zunächst der Ermüdungsnachweis der Stegnaht unter Berücksichtigung eines Spannungskonzentrationsfaktors und unter Ansatz der tatsächlichen Lastwechselzahlen bis zum Auftreten des ersten Risses unter Anwendung der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner geführt. Für den Steg finden sich in der Literatur Diagramme zur Bestimmung eines Spannungskonzentrationsfaktors für vergleichbare Bauteile (z. B. bei COLLINS [10]). Es ergibt sich ein Wert von  $k_f=1,7$  und damit der Nachweis in Tabelle 19.

Damit ist das Auftreten des ersten Anriss in der Stegnaht rechnerisch nicht erklärlich. Mit Blick auf das Auftreten des ersten Anrisses in der Druckzone ist die Wirkung von Schweißzeigenspannungen als weitere Ursache in Betracht zu ziehen. Diese



Bild A 44: Rissoberfläche des Obergurts und Stegs in der Zugzone

Zugeigenspannungen können in der Überlagerung mit den schwellenden Druckspannungen aus äußerer Last zu einer wechselnden Beanspruchung oder sogar zu einer schwellenden Zugbeanspruchung führen. Der gleiche Effekt wurde auch bei der Rheinbrücke Leverkusen im Zusammenhang mit den festgestellten Rissen an den Lasteinleitungssteifen als Ursache angegeben (Kap. 3.8). Weitere ungünstige Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit ergeben sich aus der rauen Oberfläche der Schweißnaht und den nicht entfernten Schweißspritzern im Bereich der Ausnehmungen.

Stegnaht		Lastwechsel [Mio.]	Schwingbreite [N/mm <sup>2</sup> ]		Schädigung [-]	
			$k_f \cdot \Delta\sigma$	$\Delta\tau$	$D_\sigma$	$D_\tau$
Teil 1	49t	4,87	17,8	12,3	0,00	0,00
	63t	2,48	25,5	16,3	0,01	0,01
Teil 2	49t	3,98	42,1	32,9	0,15	0,04
Gesamte Schädigung					0,20	

Tab. A 19: Schadensakkumulation der Stegnaht bis zum Anriss mit Spannungskonzentrationsfaktor

Für die Verhältnisse der Gurtnaht können entsprechende Spannungskonzentrationsfaktoren über detaillierte, numerische Simulationsrechnungen ermittelt werden. Darüber hinaus ist das Versagen der Gurtnaht auch von den Umlagerungen im Querschnitt abhängig, die sich durch die Stegrisse ergeben. Wegen dieser komplexen Zusammenhänge ist eine vollständige Berechnung des Versagens an dieser Stelle nicht möglich. Jedoch kann folgende Betrachtung zur Einschätzung des Versagens dienen.

In Tabelle A 20 wird die Schädigung der Gurtnaht ohne Berücksichtigung eines Konzentrationsfaktors berechnet. Die berechnete Schädigung von

0,20 liegt deutlich unter dem Grenzwert von 1,0. Allerdings wird dieser Grenzwert schon erreicht, wenn alle Spannungsschwingbreiten durch einen Spannungskonzentrationsfaktor  $k_f=1,4$  vergrößert werden. Der entsprechende Nachweis ist in der Tabelle A 21 aufgeführt. Somit ist das Versagen des Lasteinleitungsträgers nachvollziehbar. Bei der Reparatur des Lasteinleitungsträgers wurde auf die Ausnehmungen verzichtet.

Gurtnaht		Lastwechsel [Mio.]	Schwingbreite [N/mm <sup>2</sup> ]		Schädigung [-]	
			$\Delta\sigma$	$\Delta\tau$	$D_\sigma$	$D_\tau$
Teil 1	49t	4,87	14,4	3,6	0,00	0,00
	63t	2,48	19,1	4,7	0,00	0,00
Teil 2	49t	3,98	34,1	9,6	0,05	0,00
	63t	1,32	35,1	9,8	0,02	0,00
63t		1,81	47,0	13,2	0,12	0,00
Gesamte Schädigung					0,20	

Tab. A 20: Schadensakkumulation der Gurtnaht bis zum Bruch ohne Spannungskonzentrationsfaktor

Gurtnaht		Lastwechsel [Mio.]	Schwingbreite [N/mm <sup>2</sup> ]		Schädigung [-]	
			$k_f \cdot \Delta\sigma$	$\Delta\tau$	$D_\sigma$	$D_\tau$
Teil 1	49t	4,87	20,2	3,6	0,00	0,00
	63t	2,48	26,7	4,7	0,01	0,00
Teil 2	49t	3,98	47,7	9,6	0,28	0,00
	63t	1,32	49,1	9,8	0,11	0,00
63t		1,81	65,9	13,2	0,68	0,00
Gesamte Schädigung					1,03	

Tab. A 21: Schadensakkumulation der Gurtnaht bis zum Bruch mit  $k_f=1,4$

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

## 2011

B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems  
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller,  
Steinauer, Scharnigg € 17,00

B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes  
Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“  
Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“  
Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“  
Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“  
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller,  
Schrack, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier,  
Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien  
Kuhlmann, Günther, Krauss  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spannliedführung  
Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden. € 15,50

B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln  
Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00

B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse  
Müller, Vogel, Neumann € 14,50

B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand  
Freundt, Böning € 16,00

B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken  
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00

B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)  
Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00

B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung  
Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50

B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton  
Nguyen, Freitag € 13,50

## 2012

B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie  
Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig,  
Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00

B 88: Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen  
Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50

B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke  
Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch,  
Dunkelberg, Fitik € 19,50

B 90: Fugenbewegung an der Ruhrthalbrücke Mintard  
Eilers, Quaas, Staack € 14,00

## 2013

B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung  
Freundt, Böning € 15,00

B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel  
Kaundinya € 14,00

B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen  
Hegger, Reißer € 17,50

B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis  
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen  
Tauscher € 17,00

B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken  
Adam € 17,00

B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen  
Freundt, Böning € 15,00

## 2014

B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen  
Friedrich  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen  
Fischer, Schneider, Thöns, Rücker, Straub  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)  
Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00

B 101: Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem  
Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50

B 102: Adaptive ‚Tube-in-Tube‘-Brücken  
Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00

**B 103: Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken**  
Briebrecher, Städing € 14,00

**B 104: Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse**  
Borrmann, Fischer, Dori, Wild  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 105: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke**  
Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 106: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken**  
Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00

**B 107: Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel**  
Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00

**B 108: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken**  
Neumann, Rauert € 18,50

**B 109: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken**  
Hegger, Herbrand € 17,00

**B 110: Intelligente Brücke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton**  
Schnellenbach-Held, Peeters, Miedzinski  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 111: Erarbeitung von Modellen zur Bestimmung der Schadensumfangsentwicklung an Brücken**  
Müller € 15,00

## 2015

**B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken**  
Kuhlmann, Maier, Ummenhofer, Zinke, Fischer, Schneider € 14,00

**B 113: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen**  
Placzek, Pohl  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 114: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln**  
Mayer, Brennberger, Großmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 115: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln**  
Mayer, Brennberger, Großmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 116: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton**  
Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 117: Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells**  
Thöns, Borrmann, Straub, Schneider, Fischer, Bügler  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 118: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Stand-sicherheit und Gebrauchstauglichkeit**  
Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 119: Untersuchungen zum Brandüberschlag in Straßentunneln**  
Schmidt, Simon, Guder, Juknat, Hegemann, Dehn € 16,00

**B 120: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger**  
Maurer, Gleich, Heeke, Zilch, Dunkelberg  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 121: Zerstörungsfreie Detailuntersuchungen von vorgespannten Brückenplatten unter Verkehr bei der objektbezogenen Schadensanalyse**  
Diersch, Taffe, Wöstmann, Kurz, Moryson  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 122: Gussasphalt mit integrierten Rohrregistern zur Temperierung von Brücken**  
Eilers, Friedrich, Quaaas, Rogalski, Staeck  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

## 2016

**B 123: Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung**  
Geißler, Krohn € 15,50

**B 124: Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke**  
Fischer, Lechner, Wild, Müller, Kessner  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 125: Entwicklung einheitlicher Bewertungskriterien für Infrastrukturbauwerke im Hinblick auf Nachhaltigkeit**  
Mielecke, Kistner, Graubner, Knauf, Fischer, Schmidt-Thrö  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 126: Konzeptionelle Ansätze zur Nachhaltigkeitsbewertung im Lebenszyklus von Elementen der Straßeninfrastruktur**  
Mielecke, Graubner, Roth  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**B 127: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden**  
Kuhlmann, Hubmann € 21,50

**B 128: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden**  
Ungermann, Brune, Giese € 21,00

Fordern Sie auch unser kostenloses Gesamtverzeichnis aller lieferbaren Titel an! Dieses sowie alle Titel der Schriftenreihe können Sie unter der folgenden Adresse bestellen:

**Fachverlag NW in der Carl Schünemann Verlag GmbH**  
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen  
Tel. + (0)421/3 69 03-53 · Fax + (0)421/3 69 03-63

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

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