

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN  
Lehrstuhl für Metallbau

**Modellierung und Konstruktion von geschweißten  
Hängeranschlüssen an Stabbogenbrücken im Eisenbahnverkehr**

**Marjolaine Elisabeth Marie Anne Pfaffinger**

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs genehmigten Dissertation.

Vorsitzender:

Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger
2. Prof. Dr. techn. Andreas Taras

Die Dissertation wurde am 09. März 2018 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 04. Mai 2018 angenommen.



Für Mama



## Danksagung

Ganz herzlich bedanken möchte ich mich bei meinem Doktorvater Univ.-Prof. Dr.-Ing. dipl. Wirt.-Ing. (NDS) Martin Mensinger für fachliche und mentale Unterstützung und 0,7 Tonnen Stahl, bei Univ.-Prof. Dr. techn. Andreas Taras für die Übernahme des Ko-referats und bei Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Meinen aktuellen und ehemaligen Kolleginnen und Kollegen danke ich für fachliche Diskussionen, Freundschaft und die fast regelmäßig stattfindenden *internen Stahlbautage*. Allen Teilnehmern der Umfrage zur Ausführung von Hängeranschlüssen danke ich für ihre fachliche Unterstützung. Bei ehemaligen Hiwis, Bacheloranden und Masterandinnen und Masteranden möchte ich mich für die angenehme und produktive Zusammenarbeit bedanken und wünsche ihnen alles Gute für die Zukunft.

Außerdem danke ich Helmut D. für tiefsinnige Gespräche im Angesicht der *EVO1600*, Richard T. und Martin D. für kulinarischen Beistand, den inkognito gehaltenen sieben Zwergen für Korrekturen und Chuck Norris für die Witze. Für die Musik danke ich allen Ensembles, die mich durch diese Zeit begleitet haben, insbesondere der fast interdisziplinären Band *Baulärm*.

Besonderer Dank gilt natürlich meinen Kindern Florian und Mikko für Verständnis, Flohsinn und die Wassergiraffe.

Marjolaine Elisabeth Marie Anne

## Kurzfassung

Stabbogenbrücken eignen sich aufgrund ihrer ansprechenden Optik, ihres klaren statischen Systems und der hohen Belastbarkeit selbst auf schlechtem Baugrund hervorragend für das Überbrücken großer Spannweiten im Eisenbahnverkehr. Allerdings erhöhen sich die Anforderungen hinsichtlich ermüdungsgerechter und resonanzunempfindlicher Konstruktion angesichts tendenziell steigender Überfahrgeschwindigkeiten laufend, was eine realitätsnahe und dabei wirtschaftliche Bemessung zunehmend schwieriger macht.

Die folgende Arbeit befasst sich mit verschiedenen Aspekten bezüglich der Ermittlung der Einwirkungen, der Bemessung und der Konstruktion von Stabbogenbrücken.

Zunächst wird aufgezeigt, welche Belastungen hinsichtlich Ermüdung und Resonanz von großer Bedeutung sind. Es werden dabei insbesondere die Verkehrslasten sehr genau untersucht.

Um die Bemessung in der Praxis zu vereinfachen, werden Modelle für typisierte Anschlüsse von Flachstahlhängern an geschlossene Bogen- oder Versteifungsträgerquerschnitte entwickelt, wobei dem Anwender Modellierungshinweise in Form von Ersatzsystemen mit Kalibrierungsdiagrammen zur Verfügung gestellt werden.

Im Hinblick auf die Detailausbildung erfolgt eine genaue Betrachtung des Dichtblechs an innenliegenden Hängeranschlüssen mit kastenförmigem Haupttragelement. Anhand zahlreicher Simulationen werden verschiedene Methoden der Spannungsermittlung überprüft und bewertet. Die Validierung erfolgt mit Hilfe von 12 Ermüdungsversuchen am skalierten Flanschausschnitt.

Das Detail der Ausnehmung am Ende einer Verschneidung zwischen zwei Blechen wird ebenfalls genauer untersucht; hier erfolgt eine Variantenstudie zur Formfindung, um Spannungsspitzen zu minimieren.

Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse in Form eines Empfehlungskatalogs zur Konstruktion und Bemessung von Stabbogenbrücken mit Flachstahlhängern sowie mit Hinweisen zu weiterem Forschungsbedarf.

## Abstract

Thanks to their pleasant appearance, their well-defined static system and their high load-bearing capacity even on difficult soil conditions, tied arch bridges are ideal for bridging large spans for railway traffic. In the light of changing and ascending target speeds, the requirements concerning fatigue-proof and resonance-insensitive construction design are constantly increasing, which leads to more difficulties in keeping a calculation realistic and cost efficient at the same time.

The following work deals with various aspects regarding the determination of potential impacts, the dimensioning and the construction of tied arch bridges.

Firstly, it is shown which loads are of major importance regarding fatigue and resonance effects. In particular, traffic loads are examined very precisely.

In order to simplify the design in practice, typed connection models of flat steel hangers at closed arc or stiffener beam cross-sections are developed. For a quick calculation procedure, modeling aid is offered by clear step-by-step instructions and calibration diagrams.

In terms of detailed design optimization, the sealing plate at internal hanger connections with a box-shaped main support element is closely examined. On the basis of numerous simulations, different methods for the stress determination are tested and evaluated. A validation is carried out using 12 fatigue tests on the scaled flange sections.

The detail of the recess at the end of an intersection between two plates is also analyzed. Here, a variant study is performed in order to find the ideal shape for minimizing stress peaks.

Finally, the results of these investigations are briefly summarized at the end of the thesis, also giving an outlook on further research needs.

# Inhaltsverzeichnis

1	Konzeptskizze – Outline.....	1
I	Stand der Technik und Vorstellung des Referenzobjekts	4
2	Von der Bogenbrücke zur Stabbogenbrücke .....	6
2.1	Tragsystem.....	7
2.2	Konstruktive Durchbildung .....	9
2.3	Bemessung .....	9
2.3.1	Dynamische Effekte.....	10
3	Betriebsfestigkeit.....	13
3.1	Belastungszeitreihen .....	13
3.2	Lastkollektive .....	14
3.3	Nachweisformate .....	15
4	Referenzobjekt.....	18
4.1	Eisenbahnbrücke über die Mulde.....	18
4.2	Hängeranschlüsse .....	22
II	Einwirkung: Lasten an Brückenbauwerken, Belastungslinien aus Verkehr, dynamische Effekte	24
5	Einwirkungen auf Stabbogenbrücken .....	26
6	Verkehrslasten .....	28
6.1	Betriebszüge.....	28
6.2	Dynamische Effekte.....	29
6.3	Modellierung .....	29
6.4	Auswertung .....	31
6.5	Darstellung als Belastungslinien.....	32
6.6	Diskussion ausgewählter Belastungslinien.....	34
6.6.1	Vergleich der Hängerschnittgrößen .....	34
6.6.2	Vergleich der Bogenschnittgrößen.....	45

---

6.6.3	Vergleich der Schnittgrößen der Versteifungsträger .....	51
6.6.4	Zusammenfassung .....	55
7	Windlasten.....	58
7.1	Biegeeigenfrequenz der Hänger.....	60
7.2	Reduktion der Schwingungsanfälligkeit .....	62
III	Widerstand: Berechnung, Modellbildung und Konstruktion	64
8	Hängeranschlusstypen.....	66
8.1	Anschlusstyp A .....	66
8.2	Anschlusstyp B .....	68
8.3	Anschlusstyp C .....	69
8.4	Anschlusstyp D.....	70
9	Modellbildung für Hängeranschlusstypen .....	72
9.1	Vorgehensweise .....	72
9.1.1	Anschlusspositionen.....	74
9.1.2	Belastung.....	74
9.1.3	Einfluss der Bogenkrümmung .....	74
9.2	Anschlusskatalog.....	76
9.2.1	Anschlusstyp A mit Dichtblech .....	76
9.2.2	Anschlusstyp A ohne Dichtblech .....	81
9.2.3	Anschlusstyp B .....	86
9.2.4	Anschlusstyp C .....	88
9.2.5	Anschlusstyp D.....	89
IV	Detailuntersuchungen	92
10	Ermüdungskritische Punkte an Hängeranschlüssen .....	94
11	Ermittlung der Strukturspannungen am Hot Spot.....	102
12	Untersuchungen am Dichtblech (Anschlusstyp A).....	105
12.1	Numerische Untersuchungen am Referenzanschluss .....	105
12.2	Modellbildung.....	106
12.2.1	Belastung .....	106
12.2.2	Geometrie .....	107
12.2.3	Ergebnisse .....	109

13	Ermüdungsversuche am skalierten Dichtblechdetail .....	113
13.1	Versuchsvorbereitung.....	113
13.1.1	Dimensionierung der Probekörper.....	113
13.1.2	Lasteinleitung .....	114
13.1.3	Fehlendes Hängeranschlussblech .....	115
13.1.4	Steifigkeitsverhältnis zwischen Grundblech und Dichtblech .....	116
13.1.5	Untersuchungsrahmen .....	117
13.1.6	Erforderliche Belastung .....	117
13.1.7	Messprogramm.....	118
13.2	Versuchsdurchführung.....	119
13.3	Versuchsauswertung .....	122
13.4	Gemessene und errechnete Spannungen.....	126
13.4.1	Vergleich der Spannungsverläufe im Bereich der DMS-Ketten .....	129
13.4.2	Vergleich der Spannungen an den Extrapolationspunkten und den Hot Spots.....	132
14	Untersuchungen an der Ausnehmung .....	135
14.1	Geometrische Definitionen.....	136
14.2	Optimierung am Schalenmodell.....	136
14.3	Weitere Untersuchungen am Volumenmodell .....	139
14.4	Ausführungsempfehlungen .....	141
V	Zusammenfassung und Ausblick .....	142
15	Résumé.....	144
16	Empfehlungskatalog .....	147
16.1	Empfehlungen zur Modellierung.....	147
16.2	Empfehlungen zur Konstruktion der Hängeranschlüsse .....	148
17	Weiterer Forschungsbedarf .....	149
	<b>Anhang</b> .....	<b>150</b>
A	Betriebszüge .....	152
B	Expertenumfrage.....	157
C	Dynamische Berechnung .....	161
C.1	Modellierung der Züge .....	161
C.2	Dynamische Simulation von Zugüberfahrten.....	162
D	Fotodokumentation zu den Ermüdungsversuchen .....	165
D.1	Bruchflächen der Probekörper.....	165

---

D.2	Versuchsvorbereitung und -durchführung .....	174
	Literaturverzeichnis.....	177
	Tabellenverzeichnis.....	183
	Abbildungsverzeichnis .....	185

# 1 Konzeptskizze – Outline

Diese Arbeit befasst sich mit den verschiedenen Aspekten einer ermüdungssicheren und robusten Konstruktion von Stabbogenbrücken. Ein besonderes Augenmerk liegt dabei auf der Konstruktion und Berechnung der Hängeranschlüsse. Die in Abbildung 1.1 dargestellte Konzeptskizze gibt einen Überblick zur Vorgehensweise.

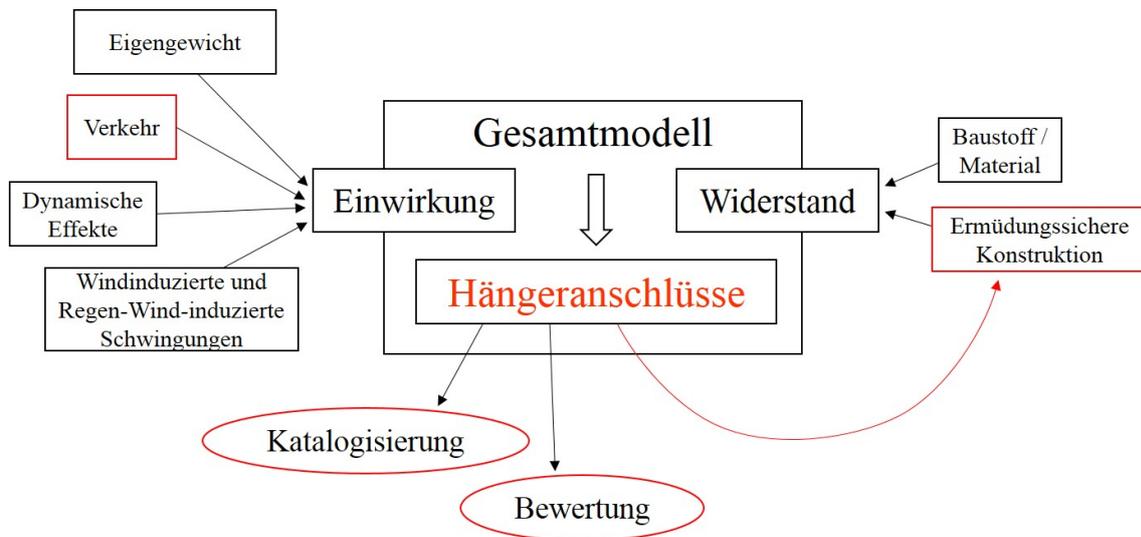


Abbildung 1.1 : Überblick

Das Ziel dieser Arbeit ist es, Empfehlungen zur Modellierung und konstruktiven Ausführung von geschweißten Hängeranschlüssen an Stabbogenbrücken unter Eisenbahnverkehr zu entwickeln.

Im ersten Teil der Arbeit wird ein Überblick über Stabbogenbrücken im Allgemeinen, bemessungstechnische Besonderheiten und den Stand der Technik im Hinblick auf ermüdungsrelevante Fragestellungen gegeben. Für die folgenden Untersuchungen und Variationen wird auf ein repräsentatives Bauwerk zurückgegriffen, das in diesem Abschnitt vorgestellt wird.

Im Bauwesen wird bei der Beschäftigung mit statischen und dynamischen Standsicherheitsnachweisen stets die Seite der Einwirkungen und die Seite des Widerstands betrachtet.

Auf der Einwirkungsseite, die im zweiten Teil der Arbeit behandelt wird, stehen bei Bauwerken alle Einwirkungen, die das Bauwerk im Laufe seines Lebens erfährt. Von zentraler

Bedeutung für die Ermüdung sind bei Brücken die Verkehrslasten. Die daraus resultierenden Schnittgrößen lassen sich mithilfe von Belastungslinien darstellen und bilden die Grundlage für die in den folgenden Teilen durchgeführten Untersuchungen.

Im dritten Teil wird die Seite des Widerstands untersucht. Der Widerstand hängt neben der Wahl des Materials von der Art der Konstruktion und der Detailausbildung ab. Es stellt sich in erster Linie die Frage nach einer möglichst realitätsnahen Ermittlung der aufnehmbaren Lasten. Daher wird gezielt auf bemessungstechnische Fragen eingegangen und es werden Hinweise zur computergestützten Modellierung gegeben, bei denen vor allem auf die Ausführung der Hängeranschlüsse und die entsprechende Umsetzung im Modell für die Simulation eingegangen wird.

Der vierte Teil der Arbeit geht ins Detail: Es werden ermüdungskritische Punkte an verschiedenen Hängeranschlussvarianten untersucht und kategorisiert. Anschließend werden gezielt Details mit erhöhtem Optimierungspotenzial ausgewählt und genauer untersucht, was neben numerischen Simulationen auch die Durchführung von Ermüdungsversuchen beinhaltet.

Abschließend werden die erzielten Ergebnisse in Teil V der Arbeit zusammengeführt, und es wird ein Ausblick zu weiterem Forschungsbedarf gegeben.



# Teil I

Stand der Technik und Vorstellung des  
Referenzobjekts

# Stand der Technik und Vorstellung des Referenzobjekts

Am Anfang des I. Teils steht die allgemeine historische und technische Einordnung der Stabbogenbrücke. Dabei werden die Besonderheiten bei der Bemessung und Konstruktion dieses Brückentyps vorgestellt.

Es wird anschließend auf allgemeine Aspekte der Betriebsfestigkeit eingegangen und der Stand der Technik kurz skizziert.

Abschließend erfolgt die Vorstellung des Referenzobjekts, das den in den folgenden Teilen durchgeführten Detailuntersuchungen und Variationen zugrunde liegt.

## 2 Von der Bogenbrücke zur Stabbogenbrücke

Im allgemeinen Sprachgebrauch hat sich der Begriff „Bogenbrücke“ für alle Brücken mit bogenförmigem Haupttragelement etabliert. Im Bauingenieurwesen unterscheidet man weiter zwischen Bogen- und Gewölbebrücken. Nach DIN 1075 (10) erfolgt die Unterscheidung anhand des Verhältnisses von Pfeilhöhe zu Spannweite der Brücke: Bis zu einem Verhältnis von  $f/l = 1/3$  spricht man von Bogenbrücken. Brücken mit einem größeren Verhältnis von  $f$  zu  $l$  werden als Gewölbebrücken bezeichnet, wobei  $f$  den Bogenstich (Pfeilhöhe) und  $l$  die Spannweite bezeichnet.

Das Tragsystem dieser Art von Brücken ist jeweils ähnlich und basiert darauf, dass durch die vertikale Belastung des Bogens ein Druckring entsteht, der sich selbst stabilisiert. Zugspannungen können in diesem System kaum abgetragen werden, was aber aufgrund der Überdrückung irrelevant ist.

Die historische Form einer Bogenbrücke ist die steinerne Bogen- oder Gewölbebrücke; über Jahrhunderte waren steinerne Bogen- und Gewölbebrücken die gängige Bauweise zum Überbrücken größerer Spannweiten. Ein prominentes Beispiel für je eine Gewölbe- und eine Bogenbrücke sind die Teufelsbrücken über die Schöllenschlucht in der Schweiz (siehe Abbildung 2.1).



Abbildung 2.1 : Zweite und dritte Teufelsbrücke in der Schöllenschlucht (59)

Im Laufe der Zeit wurde die Errichtung von Brücken aus Stahl technisch möglich und wirtschaftlich durchführbar. So entstand im Jahre 1779 während des Booms der Eisenproduktion die erste gusseiserne Bogenbrücke der Welt (siehe Abbildung 2.2).

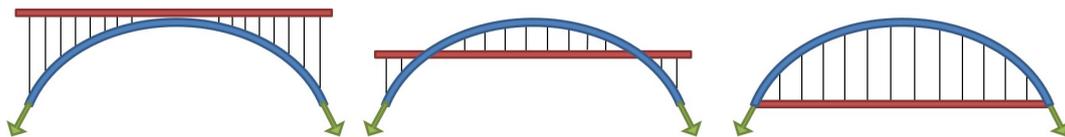


**Abbildung 2.2** : Iron Bridge über den Severn bei Coalbrookdale, England (5)

Heute finden beim Bau von größeren Bogenbrücken vor allem Stahlbeton-, Verbund- und reine Stahlkonstruktionen Anwendung.

## 2.1 Tragsystem

Grundsätzlich unterscheidet man zwischen Bogenbrücken mit oben liegender, unten liegender und mittig liegender Fahrbahn (siehe Abbildung 2.3). Das Prinzip ist dabei immer ähnlich: Die Last greift am Bogen vertikal an, wodurch sich der oben beschriebene Druckring bildet und die Kräfte in Bogenachsrichtung in den Untergrund ableitet.



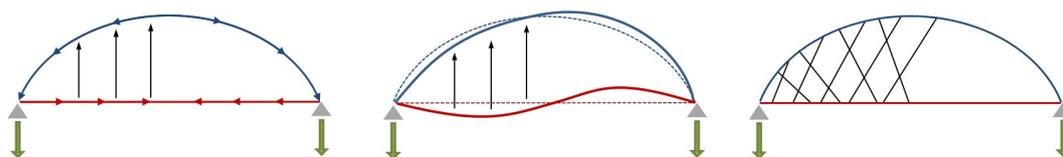
**Abbildung 2.3** : Bogenbrücken, Varianten mit oben, mittig und unten liegender Fahrbahn

Stabbogenbrücken sind ein Sonderfall der Variante mit unten liegender Fahrbahn. Sie sind keine Bogenbrücken im eigentlichen Sinne, da sie als geschlossenes System wie Einfeldträger funktionieren und nur vertikale Last an die Auflager weitergeben. Daher werden

Stabbogenbrücken auch als „falsche Bogenbrücken,“ bezeichnet. Da die Lasten aus dem Bogen durch den Versteifungsträger gehalten werden, verhält sich das Gesamttragwerk wie ein versteifter Balken und kann auch auf wenig tragfähigem Baugrund zum Einsatz kommen.

Die horizontalen Lastkomponenten der Bogennormalkräfte werden von den als Zugband fungierenden Versteifungsträgern aufgenommen. Die Last auf der Fahrbahn wird dabei über Hänger an die Bögen weitergegeben. In der Regel liegt die Konstruktionshöhe von Stabbogenbrücken in Bogenmitte bei  $1/5,5 - 1/6$  der Stützweite (32). Man nennt dieses System nach seinem Erfinder Josef Langer auch „Langerscher Balken“ (21).

Für symmetrische Belastung ist dieses Tragsystem ideal, da hier die Querschnitte optimal ausgenutzt werden. Ist die Belastung jedoch asymmetrisch, so erfahren Bogen und Versteifungsträger Biegung und es bildet sich die in Abbildung 2.4 stark überhöht dargestellte S-Form aus.

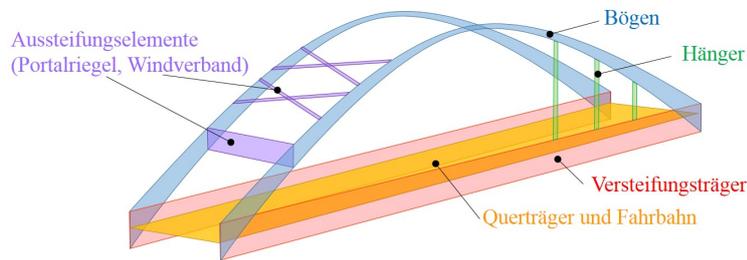


**Abbildung 2.4** : Links: Tragsystem einer Stabbogenbrücke, Langerscher Balken. Mitte: Verformung einer Stabbogenbrücke bei halbseitiger Belastung. Rechts: schematische Darstellung einer Netzwerkbogenbrücke

Ein ähnliches Tragsystem wie bei Stabbogenbrücken findet sich bei Netzwerkbogenbrücken (21). Auch hier befindet sich oben ein Druckbogen und unten ein Zugband. Allerdings verlaufen die Hänger nicht vertikal, sondern sich kreuzend diagonal. Dadurch entsteht bei halbseitiger Belastung der Brücke eine stabilisierende Wirkung und Biegemomente in den Gurten werden stark reduziert. Man spricht hier auch von einer Scheibentragswirkung. Bei halbseitiger Belastung ist diese Tragwirkung gegenüber der des Langerschen Balkens vorteilhaft. Allerdings ist das System bei voller Belastung weniger leistungsfähig als eine klassische Stabbogenbrücke. Ein weiterer Nachteil liegt in der höheren zu beschichtenden Oberfläche, die aus der großen Hängerzahl resultiert und vor allem im Hinblick auf eine ganzheitliche Betrachtung des Lebenszyklus zu negativen Effekten führt. Problematisch ist bei Netzwerkbogenbrücken vor allem die Errichtung, da das Tragsystem nur im kompletten Zustand funktioniert und das nicht auf Biegung ausgelegte Zugband auch im unbelasteten Bauzustand alleine nicht tragfähig ist.

Weitere Varianten der „klassischen“ Stabbogenbrücken mit jeweils einem vertikalen Bogen an den Brückenrändern sind Stabbogenbrücken mit geneigten Bögen an den Rändern oder mit nur einem Bogen in Brückenmitte.

## 2.2 Konstruktive Durchbildung



**Abbildung 2.5** : Komponenten einer Stabbogenbrücke

Klassische Stabbogenbrücken bestehen aus den in Abbildung 2.5 gezeigten Komponenten. Wie bereits oben beschrieben, befinden sich auf Höhe der Fahrbahn an den Außenseiten der Brücke die Versteifungsträger, Bögen und Hänger, die das System des Langerschen Balkens bilden. Die Versteifungsträger und Bögen können jeweils einen offenen I-Querschnitt oder einen geschlossenen Kastenquerschnitt besitzen. Die Hänger werden entweder als Rundstahl- oder Flachstahlhänger ausgeführt; bei Eisenbahnbrücken kommen innerhalb Deutschlands in der Regel Flachstahlhänger zum Einsatz. Für die Anschlüsse der Hänger an die Bögen und Versteifungsträger kommen verschiedene Ausführungsvarianten infrage, von denen vier gängige Beispiele in Kapitel 8 vorgestellt und diskutiert werden. Zwischen den Versteifungsträgern befinden sich die Querträger, auf denen die Fahrbahn gelagert ist. Optionale Elemente, die vor allem bei Stabbogenbrücken mit großen Stützweiten zum Einsatz kommen, sind die Portalriegel und Windverbände.

## 2.3 Bemessung

Die Bemessung von Stabbogenbrücken erfolgt in der Regel mithilfe eines Stabwerkprogramms oder der Finite-Elemente-Methode als Schalenmodell. Durch Biegung der Fahrbahn um die Brückenlängsachse entsteht im Versteifungsträger neben den Biegemomenten auch ein Torsionsmoment, das zu Biegung der Hänger um die schwache Achse führt (siehe Abbildung 2.6). Um die daraus resultierenden Effekte zu berücksichtigen, ist eine räumliche Betrachtung des Gesamtsystems unumgänglich.

Bei der Modellierung im Stabwerksprogramm werden schnell Ergebnisse erzielt, die jedoch aufgrund von Ungenauigkeiten gerade im Bereich der Hängeranschlüsse und am Übergang vom Versteifungsträger zur Fahrbahn oft nur unzureichend genau und schwer zu interpretieren sind. In der Praxis werden daher häufig Modelle erstellt, die Komponenten

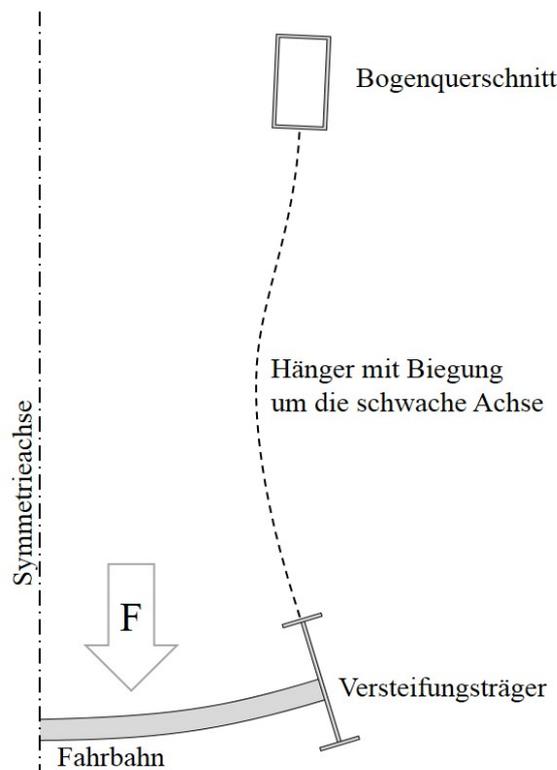


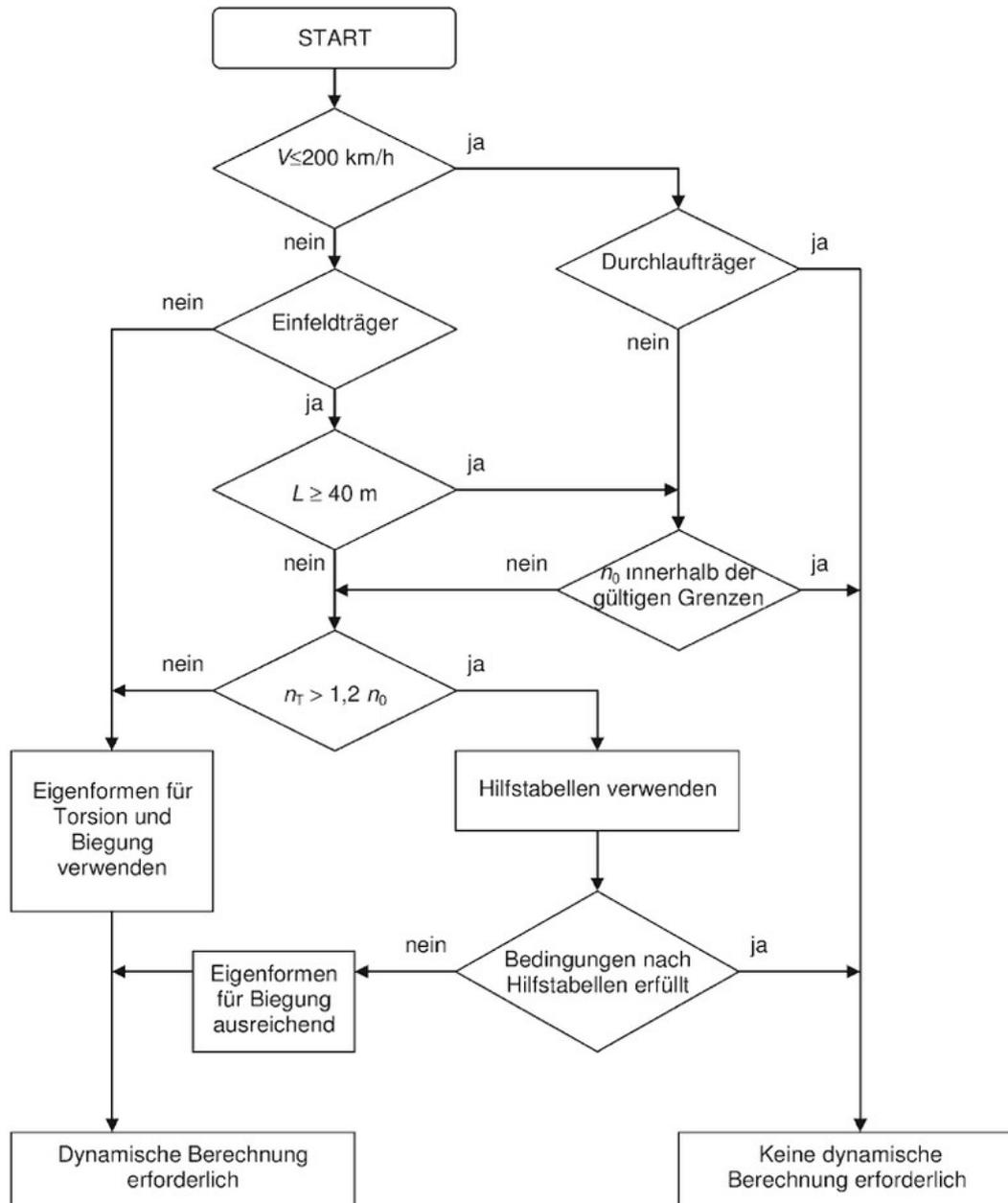
Abbildung 2.6 : Querverformung und Hängerbiegung um die schwache Achse

aus beiden Varianten enthalten, da die Details mit Schalenelementen besser abgebildet werden können, ein reines Schalenmodell jedoch einen zu hohen Modellierungsaufwand und zu große Rechenkapazitäten für eine wirtschaftliche Bemessung erforderlich machen würde. Ein Beispiel für eine solche Modellierung mit unterschiedlichen Elementtypen findet sich in (11).

### 2.3.1 Dynamische Effekte

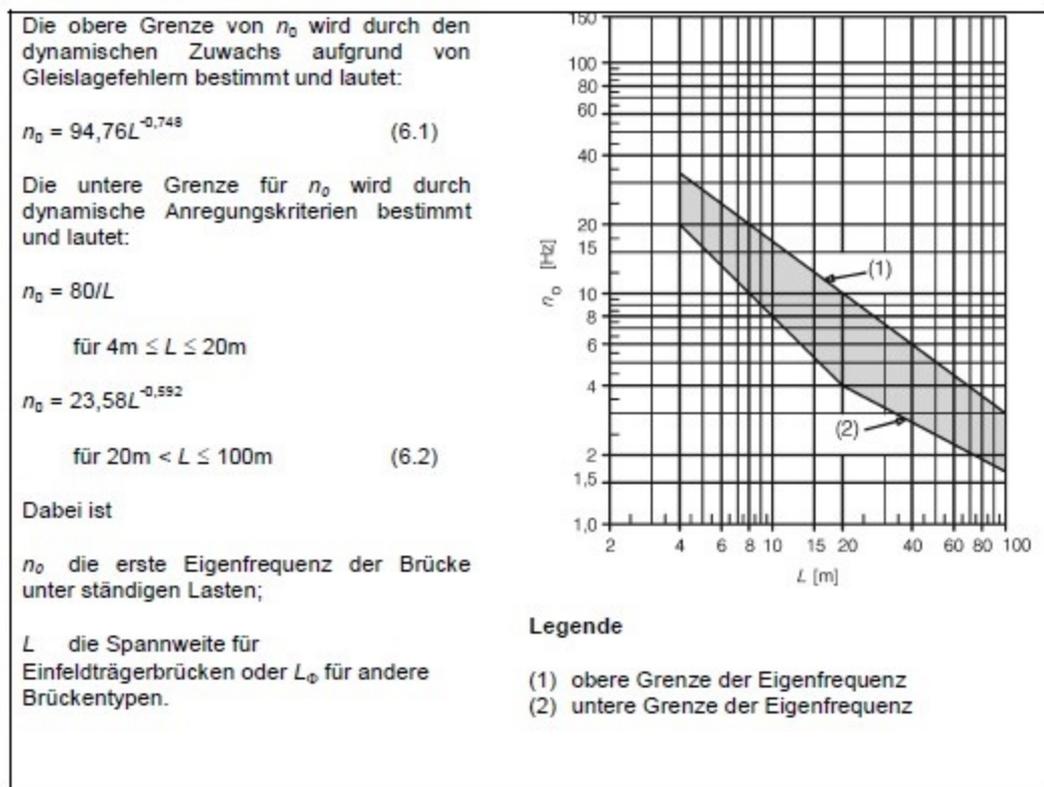
Neben aerodynamisch angeregten Schwingungen an den Hängern (siehe auch Kapitel 7) können an Stabbogenbrücken auch bewegungsinduzierte Schwingungen infolge von Verkehr auftreten (23), (22), (4). Dies ist bei Eisenbahnbrücken der Fall, wenn die Anregung durch überfahrende Achsen, welche von der Geschwindigkeit des Zuges und den Achsabständen abhängt, ein Vielfaches der Eigenfrequenz der Hänger oder einer anderen Brückenkomponente trifft. In einem solchen Fall kann es vorkommen, dass Überfahrten von Betriebszügen mit geringen Radsatzlasten gegenüber der Bemessungslast maßgebend werden (3). Besonders häufig treten an Stabbogenbrücken Längs- und Querschwingungen der Hänger und Torsionsschwingungen der Fahrbahn auf, aber auch andere Bauteile (Versteifungsträger, Querträger, Windverband) werden möglicherweise zum Schwingen angeregt (37).

Besteht aufgrund von Eisenbahnüberfahrten ein Resonanzrisiko, so muss eine transiente Tragwerksberechnung durchgeführt werden. Dies hängt in erster Linie von Brückenlänge und Überfahrgeschwindigkeiten ab. Normativ ist die Notwendigkeit einer dynamischen Tragwerksberechnung in EN 1991-2 (13), Abschnitt 6.4.4, geregelt, siehe auch Abbildungen 2.7 und 2.8. Des Weiteren wird im Nationalen Anhang dieser Norm (15) auf die DB Richtlinie 804 (23) verwiesen, die weitgehend dieselben Anforderungen enthält.



**Abbildung 2.7** : Flussdiagramm zur Entscheidung einer dynamischen Berechnung nach (13), (Bild 6.9), vereinfachte Darstellung (33)

Gerade bei hohen Geschwindigkeiten von über 200 km/h sind die Kriterien zum Entfallen einer dynamischen Berechnung oft nicht mehr erfüllt. Für niedrigere Geschwindigkeiten



**Abbildung 2.8** : Grenzen der Brückeneigenfrequenz zur Überprüfung der Notwendigkeit einer dynamischen Berechnung aus (13), (Bild 6.10)

wird eine erste Brückeneigenfrequenz in Abhängigkeit der Spannweite innerhalb der Grenzen gemäß Abbildung 2.8 gefordert. Die Gültigkeit des Diagramms beinhaltet allerdings nur Spannweiten bis zu 100 m, was bei einigen Anwendungsfällen überschritten wird. Dadurch wird bereits jetzt und vor allem im Hinblick auf den Ausbau des Hochgeschwindigkeitsnetzes der Bahn künftig oft eine dynamische Berechnung notwendig.

Da dynamische Simulationen an Gesamtbrückenmodellen abhängig vom Detaillierungsgrad entweder unzulängliche Ergebnisse liefern oder einen sehr hohen Zeit- und Rechenaufwand mit sich bringen, werden neue Möglichkeiten der Modellierung benötigt, die es ermöglichen, ausreichende Genauigkeit mit effizienter Durchführung zu kombinieren. Daher werden in Kapitel 8 Modellierungsvorschläge für typisierte Hängeranschlüsse erarbeitet und vorgestellt, die die dynamische Simulation ganzer Brückenmodelle in einem Stabwerksprogramm vereinfachen. Ein Beispiel für eine dynamische Berechnung mithilfe dieser typisierten Anschlüsse wird in Anhang C anhand des Referenzbauwerks (Kapitel 4) gezeigt.

## 3 Betriebsfestigkeit

Unter dynamischer Last erfahren Strukturen Wechsellasten, die unabhängig von der verwendeten Stahlgüte zu einer deutlich geringeren Festigkeit eines Bauteils führen können als unter rein statischer Belastung; im Zusammenhang mit unter realen Bedingungen zu erwartenden, dynamischen Lasten wird von Betriebsfestigkeit gesprochen (24). Relevant sind diese Prozesse vor allem im Maschinen- und Fahrzeugbau; aber auch im Bauwesen finden sich Konstruktionen, bei denen die Betriebsfestigkeit ein zentrales Thema ist, wie zum Beispiel Kranbahnen, Türme und Brücken.

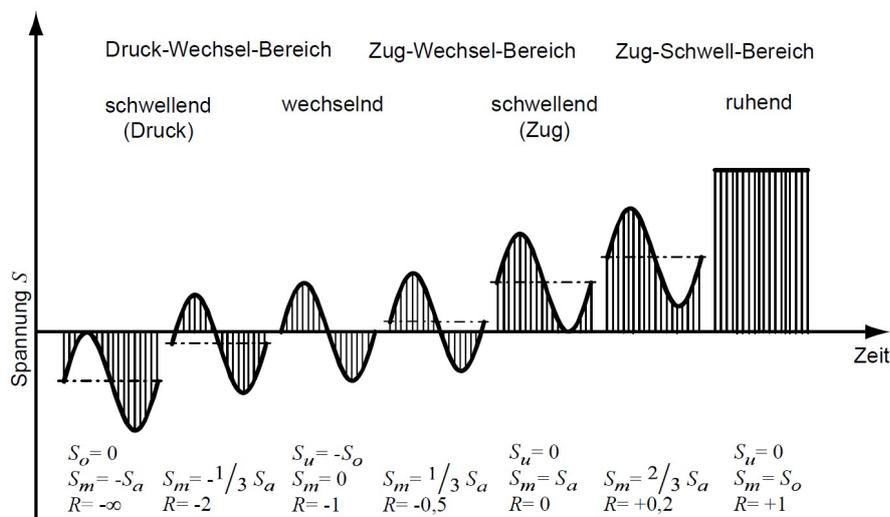
Um die Betriebsfestigkeit einer Konstruktion zu bewerten, sind genaue Kenntnisse über Ermüdungs- und Versagensprozesse notwendig. Diese hängen wiederum von den jeweiligen Einwirkungen und den Widerständen sowie von der geplanten Lebensdauer, die bei Brücken in Deutschland in der Regel 100 Jahre beträgt (41), ab.

### 3.1 Belastungszeitreihen

Um eine Aussage über den Grad der Schädigung und die Lebensdauer eines Bauteils treffen zu können, benötigt man neben der Kenntnis, welche Schnittgrößen und letztlich Spannungen durch ein bestimmtes Ereignis an einer nachzuweisenden Stelle im Tragwerk ausgelöst werden, auch Informationen darüber, wie oft das jeweilige Ereignis eintritt. Ebenso ist relevant, ob die Lastwechsel im Zug- oder Druckschwellbereich stattfinden und ob ein Vorzeichenwechsel auftritt ((26), (7), (31)).

Da eine Konstruktion im Laufe ihres Lebens unterschiedliche Belastungen erlebt, ist eine Methode zur Erfassung oder Schätzung der relevanten Lastwechsel notwendig. Für bestehende Bauwerke kann das durch reale Messung und Speicherung oberflächlicher Dehnungen, zum Beispiel durch stationäre Messeinrichtungen erfolgen. Fehlen diese Einrichtungen jedoch oder handelt es sich um einen Ermüdungsnachweis in der Planungsphase, müssen sinnvolle Annahmen über die Belastungshistorie bzw. eine Belastungsprognose erfolgen. Hierfür stehen dem Ingenieur stochastische Mittel zur Verfügung.

Im Beispiel der Belastung infolge von Zugüberfahrten, wie sie in Kapitel 6.5 untersucht werden, führt die Erstellung eines virtuellen Fahrplans zu Lösung des Problems, realitätsnahe Annahmen für die Belastung eines Bauteils treffen zu müssen. In (39) wird eine



**Abbildung 3.1** : Beanspruchungsfälle und Spannungsverhältnisse (26); das Spannungsverhältnis  $R$  ist der Quotient aus der Unterspannung  $S_u$  und der Oberspannung  $S_o$  (8).

datenbankbasierte Software zur Generierung solcher virtueller Fahrpläne auf Basis der in (13) vorgestellten Zugmodelle für Ermüdungsberechnung zur Verfügung gestellt. Die daraus generierbaren Belastungszeitreihen enthalten Informationen über Zeitpunkt, Zugtyp (Achslasten und -abstände), Fahrtrichtung, laterale Achslasten und Sinuslauf sowie Belastung durch Beschleunigungs- und Bremsprozesse.

## 3.2 Lastkollektive

Entscheidend für den Grad der Schädigung sind bei Ermüdungsprozessen die Spannungsschwingbreite mit der dazugehörigen Oberlast und die Zahl der Lastwechsel. Die Daten stehen in der Regel zunächst als Belastungszeitreihen zur Verfügung, aus denen Spannungszeitreihen generiert werden können. Allerdings ist auch eine Spannungszeitreihe für die weitere Verwendung zu unhandlich. Daher ist eine Sortierung der Daten notwendig, an deren Ende ein Lastkollektiv steht.

Um regellose Belastungs-/ Spannungszeitreihen in Lastkollektive zu überführen, stehen verschiedene Zählverfahren zur Verfügung. Ziel dieser Zählverfahren ist, ein Kollektiv (z.B. in Form einer Summenhäufigkeitskurve) zu erhalten, was zu einer gegenüber einer Belastungszeitreihe deutlich reduzierten Datenmenge führt. Allerdings gehen bei dieser Komprimierung auch inhaltliche Informationen, wie etwa die zeitliche Abfolge und die Geschwindigkeit, verloren; die Wahl eines geeigneten Zählverfahrens ist also von entscheidender Bedeutung (7). Man unterscheidet in der Praxis zwischen ein-, zwei- und

dreiparametrischen Zählverfahren, bei denen folgende Merkmale bzw. Ereignisse gezählt werden können (9):

- Umkehrpunkte/Spitzen
- Bereiche zwischen zwei Umkehrpunkten oder Bereichspaare, ggf. sortiert nach steigenden und fallenden Bereichen
- Überschreitung von Klassengrenzen
- geschlossene Belastungshysterese

Stehen die Daten dann in der gewünschten Form zur Verfügung, kann die Ermüdungssicherheit an der jeweiligen Stelle überprüft werden.

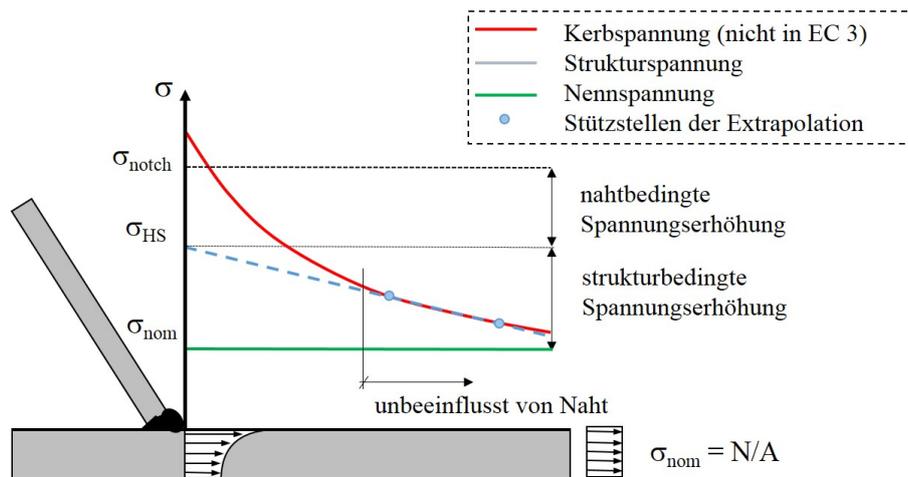
Eine Software zur Klassierung und Zählung regelloser Belastungszeitreihen wird beispielsweise in (19) zur Verfügung gestellt; eine Lebenszeitberechnung auf Basis der Schadensakkumulationstheorie (siehe Kapitel 3.3) ist hier ebenfalls implementiert.

### 3.3 Nachweisformate

Es existieren derzeit verschiedene Vorgehensweisen, um die Ermüdungssicherheit nachzuweisen. Heute übliche Nachweisformate basieren auf dem Konzept der Schadensakkumulation nach Palmgren/Miner (43). Dabei wird jedem Spannungsschwingspiel ein bestimmter Schädigungsgrad zugeordnet. Erreicht die Summe der Teilschädigungen die Summe 1, so tritt rechnerisch das Versagen ein. Es werden in der Regel hier nur Spannungsamplituden betrachtet, die oberhalb der Schwelle zur Dauerfestigkeit liegen. Allerdings ist bekannt, dass auch unterhalb dieser Grenze eine - wenn auch geringe - Schädigung erfolgt, wodurch die Gefahr besteht, die Lebensdauer durch diese Vereinfachung zu überschätzen (25).

Der Nachweis der Ermüdungssicherheit erfolgt mithilfe sogenannter Kerbfälle. In normativ geregelten Kerbfalltabellen sind verschiedene Details katalogisiert und jeweils einem Kerbfall zugeordnet. Neben den Tabellen in den Eurocodes, z. B. für Brücken aus Stahl in (14), gibt es noch ungenormte Kerbfalltabellen, wie zum Beispiel in (29). Die Nummer eines Kerbfalles steht dabei stets für eine bestimmte Kerbspannung, die für den Nachweis der berechneten Spannung am Detail gegenübergestellt wird.

Die Berechnung der Kerbspannungen kann dabei nach dem Nennspannungskonzept oder nach dem Strukturspannungskonzept erfolgen, wobei im einen Fall die Nennspannung,



**Abbildung 3.2** : Definition von Nennspannung, Strukturspannung und Kerbspannung am Beispiel des Schweißnahtfußpunkts einer Strebe, Abbildung nach (38)

im anderen Fall die Strukturspannung am Hot Spot (relevante Stelle für den Ermüdungsnachweis, z. B. Schweißnahtübergang) anzusetzen ist (siehe Abbildung 3.2).

Nennspannungen werden nach der Elastizitätstheorie ermittelt und berücksichtigen keine Spannungserhöhung durch die Kerbe, da dies beim Nennspannungskonzept auf der Widerstandsseite durch die Klassifizierung der Kerbfälle geschieht. Makrogeometrische Effekte müssen allerdings auch hier bei der Spannungsermittlung berücksichtigt werden, was mithilfe von Spannungskonzentrationsfaktoren geschieht. Der Nachweis erfolgt dann mit korrigierten Nennspannungen.

Bei Anwendung des Strukturspannungskonzepts werden bei der Spannungsermittlung neben makrogeometrischen Effekten auch lokale Effekte durch die Geometrie am Hot Spot berücksichtigt. Die Strukturspannung wird durch lineare oder quadratische Extrapolation ermittelt. Hinweise für die Ermittlung von Strukturspannungen an ausgewählten Kerbdetails sind in (29) zu finden.

Bei Verwendung der Kerbfalltabellen ist unbedingt darauf zu achten, die für das jeweils angewandte Konzept zugehörige Tabelle zu verwenden. Da für die Ermittlung der Spannungen nach dem Strukturspannungskonzept in den Normen derzeit keine Angaben stehen, muss hierfür zurzeit noch auf Empfehlungen anderer Quellen zurückgegriffen werden. Gängige Methoden sind hier die Extrapolation der Strukturspannungen nach IIW (30) oder Haibach (26); weitere Methoden werden in (52) und (51) beschrieben und verglichen.

Problematisch ist auch, dass einige Kerbdetails entweder gar nicht oder sogar doppelt in diesen Tabellen vorkommen. Auch existiert keine klare Abgrenzung zwischen Nenn-

und Strukturspannungskonzept. So kann es in der Praxis vorkommen, dass nicht klar ist, nach welchem Konzept der Nachweis zu führen ist (38). Oft kommt es vor, dass beide Formate sehr unterschiedliche Ergebnisse liefern, so dass der wirtschaftlich denkende Anwender ungeachtet der Frage nach möglichen Risiken geneigt ist, die günstigere Lösung zu wählen.

In Kapitel 12 werden an einem ausgewählten Detail verschiedene Möglichkeiten der Modellierung gezeigt und Unterschiede in den Ergebnissen diskutiert. Eine hierfür durchgeführte Versuchsreihe am skalierten Brückendetail (Kapitel 13) dient zur Validierung der Simulationsergebnisse.

## 4 Referenzobjekt

Die in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen beziehen sich primär auf ein Referenzobjekt aus dem Netz der DB AG. Auf Basis dieses Bauwerks werden zunächst verschiedene Varianten untersucht; anschließend erfolgt eine Übertragung auf Stabbogenbrücken im Allgemeinen, wobei stets von der Realisierung geschlossener Querschnitte am Bogen ausgegangen wird.

### 4.1 Eisenbahnbrücke über die Mulde

Als Referenzobjekt dient die Eisenbahnbrücke „EÜ über die Mulde“ (2), auch „Muldebrücke“ oder „Muldequerung“ genannt (siehe Abbildungen 4.1 und 4.6). Die stählerne Stabbogenbrücke wurde in den Jahren 2008 bis 2010 als Ersatzneubau errichtet und befindet sich im Netz der Deutschen Bahn im Abschnitt der Neubaustrecke zwischen Dessau und Rosslau. Der Streckenabschnitt ist zweigleisig mit Schotterbett ausgebaut und im Bereich der Muldebrücke gerade und ohne Überhöhung. Die Brücke ist für eine geplante Nutzungsdauer von 100 Jahren ausgelegt; die erwartete jährliche Belastung wird mit 23,6 Mio. Tonnen und die Begegnungswahrscheinlichkeit mit  $< 45\%$  angegeben. Die Entwurfsgeschwindigkeit beträgt  $v_E = 160$  km/h und das Gesamtgewicht des Überbaus liegt bei rd. 2450 Tonnen (34).

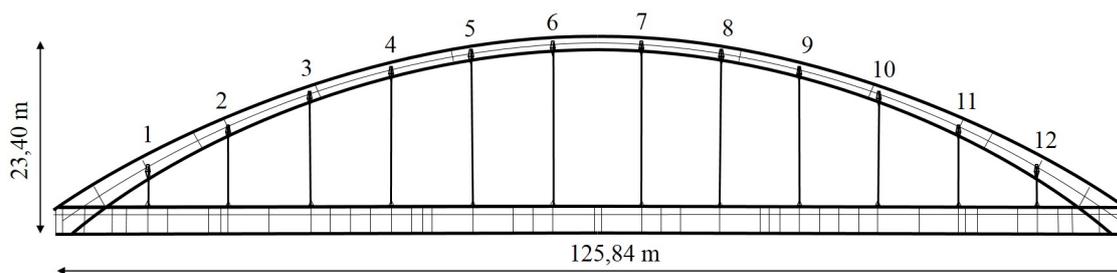
Es handelt sich um eine doppelt symmetrische stählerne Stabbogenbrücke mit innenliegendem Dienstgehweg und insgesamt 24 Flachstahlhängern mit einem konstanten Abstand von 9,60 m. Die Systemlinien der Bögen folgen einer Parabel mit der Formel  $f(x) = -0,0053 x^2 + 0,6675 x$ , wobei die Bögen im mittleren Teil über 40 m einen konstanten Querschnitt besitzen, der sich zu den Widerlagern hin aufweitet. In den Auflagerpunkten treffen sich die Systemlinien von Bögen und Versteifungsträgern. Die Versteifungsträger besitzen einen offenen Doppel-T-Querschnitt.

Die Fahrbahn besteht aus dem Fahrbahnblech und Längs- sowie Querträgern und ist als orthotrope Platte ausgeführt. In Brückenquerrichtung ist das Bauwerk durch neun Windverbände und zwei Portalriegel ausgesteift.

Die Stützweite beträgt 125,84 m, die Konstruktionshöhe im Scheitel 23,4 m und die Breite des Überbaus 12,60 m. Bemessen wurde die Brücke für die Lastmodelle *LM 71* und *SW/2*



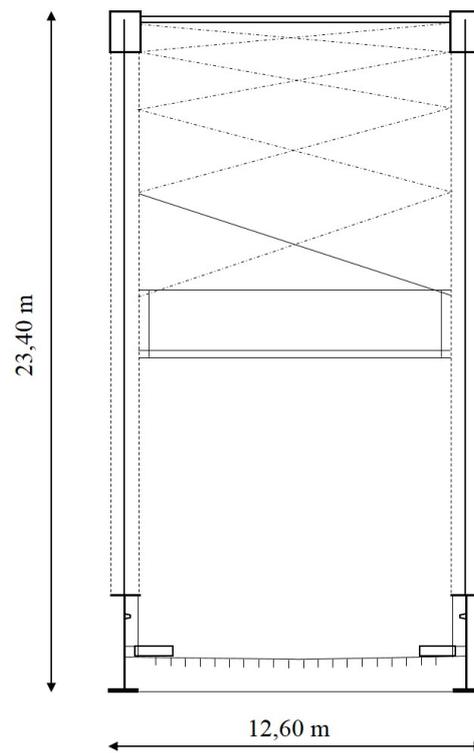
**Abbildung 4.1** : Referenzobjekt EÜ über die Mulde: Ansicht mit Blick in globale x-Richtung (2)



**Abbildung 4.2** : Schematische Darstellung eines Längsschnitts der EÜ Muldequerung mit Hängerpositionsnummern

nach DIN FB 101  $\alpha = 1,0$  (17). Die im Überbau verwendeten Baustähle sind S235 und S355.

Der Überbau wurde spannungslos und mit leichter, statisch nicht relevanter Überhöhung auf einem Vormontageplatz gefertigt (siehe Abbildung 4.4). Dabei erfolgte zunächst die Montage und Verschweißung der Versteifungsträger und Bögen, anschließend die der Portalriegel und des Windverbandes. Zuletzt wurden die Hänger eingeschweißt. Nach vollständiger Montage erfolgte der Einschub in die statische bestimmte Endlage (Abbildung 4.5).



**Abbildung 4.3** : Schematische Darstellung des Querschnitts der EÜ Muldequerung nahe der Brückenmitte



**Abbildung 4.4** : Referenzobjekt EÜ über die Mulde: Montage auf dem Vorbauplatz (2)



Abbildung 4.5 : Referenzobjekt EÜ über die Mulde: Einschub (2)

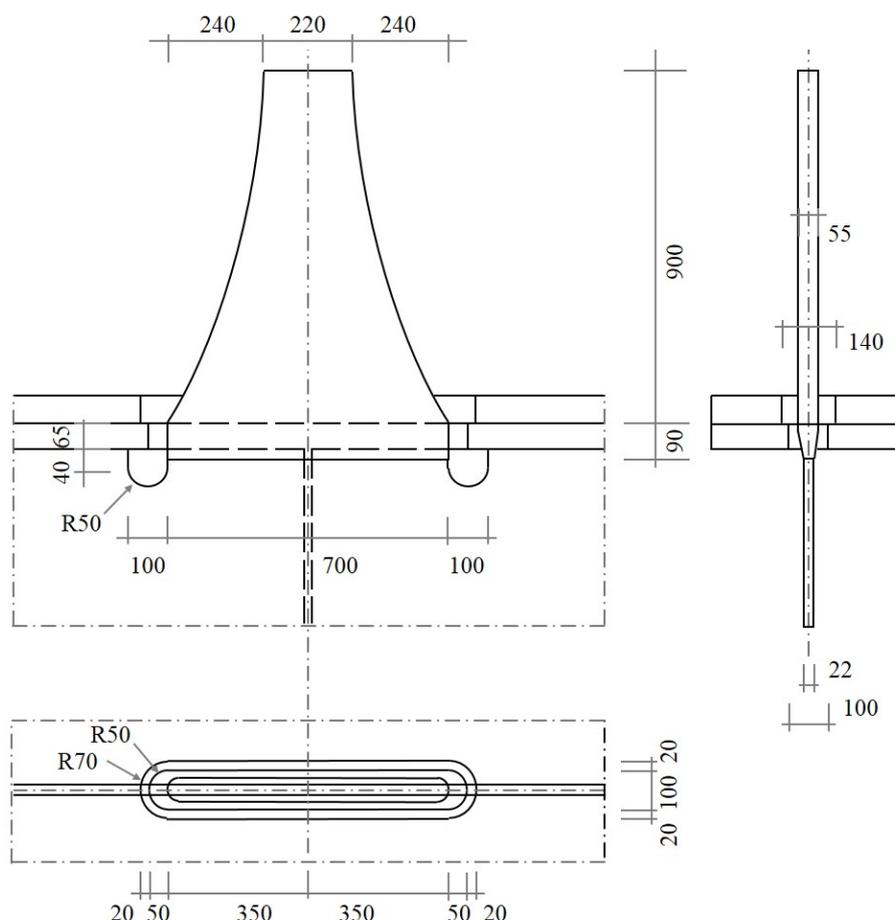


Abbildung 4.6 : Referenzobjekt EÜ über die Mulde: Endlage (2)

## 4.2 Hängeranschlüsse

Die 24 Flachstahlhänger besitzen einen rechteckigen Querschnitt von 55 mm · 20 mm und sind in gleichmäßigen Abständen von jeweils 9600 mm zwischen Bögen und Versteifungsträgern angeordnet.

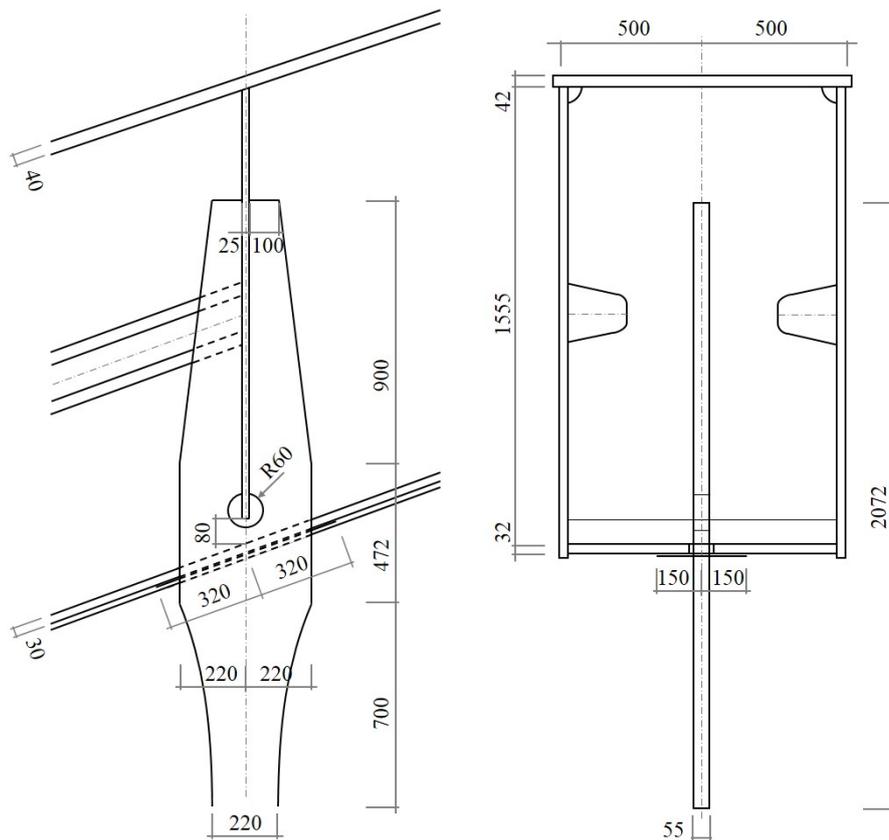
An den Versteifungsträgern mit schlankem Doppel-T-Profil sind die unteren Hängeranschlussbleche als Verlängerung der Stege angeschweißt, wobei sie den oberen Flansch des jeweiligen Versteifungsträgers durchdringen, der an den Hängeranschlussstellen ausgespart ist. Zu diesem Zweck weitet sich das Hängeranschlussblech in einer sanften Rundung auf eine Breite von 700 mm auf.



**Abbildung 4.7** : Unterer Hängeranschluss im Bereich des mit aufgeschweißten Lamellen verstärkten Versteifungsträgers, Abbildung nach (2)

Die Verbindungen der Hänger mit den Bögen sind innenliegend ausgeführt. Die geschweißte Verschneidung der Hängeranschlussbleche mit dem Schottblech, das die Abmessungen 25 mm · 990 mm · h besitzt, hat eine Länge von rd. 1 m. Dabei verjüngen sich die

Hängeranschlussbleche im oberen Bereich in der Breite von 440 mm auf 225 mm. Die Ausnehmung des Hängeranschlussblechs an der Schottblechunterkante ist kreisrund mit einem Radius von 60 mm. Die Abdichtung erfolgt durch ein rechteckiges Dichtblech mit den Abmessungen 640 mm · 300 mm · 8 mm, das an seinen Außenkanten mit dem Bogenunterflansch und innen mit dem Hängeranschlussblech verschweißt ist.



**Abbildung 4.8** : Schnitte durch einen Hängeranschluss an Position 3 der Muldebrücke, Abbildung nach (2)

## Teil II

Einwirkung: Lasten an Brückenbauwerken,  
Belastungslinien aus Verkehr, dynamische Effekte

## **Einwirkung: Lasten an Brückenbauwerken, Belastungslinien aus Verkehr, dynamische Effekte**

Teil II befasst sich mit den Einwirkungen auf Stabbogenbrücken. Es werden zunächst die relevanten Belastungsarten aufgezeigt, wobei auf die Besonderheiten hinsichtlich des behandelten Brückentyps eingegangen wird.

Anhand des Referenzbauwerks werden die Verkehrslasten infolge von Zugüberfahrten untersucht. Hierfür erfolgt eine detaillierte Analyse von anhand des Referenzbauwerks und der in (13) angegebenen Betriebszüge generierten Belastungslinien.

Neben den Verkehrslasten aus Zugüberfahrten können vor allem windinduzierte Schwingungen eine bemessungsrelevante Rolle spielen. Die Anfachungsmechanismen und die für den Nachweis der Sicherheit gegen ein windinduziertes Versagen erforderlichen Eigenfrequenzen der Hänger und die wesentlichen Einflussgrößen für Schwingungsanfälligkeit werden kurz betrachtet.

## 5 Einwirkungen auf Stabbogenbrücken

Auf der Einwirkungsseite stehen alle Einwirkungen, die das Bauwerk im Laufe seiner Lebensdauer erfährt. Hierzu gehören neben den ständigen Lasten die veränderlichen und die außergewöhnlichen Lasten.

Die ständig auf eine Stabbogenbrücke einwirkenden Lasten setzen sich aus dem Eigengewicht der Brückenkonstruktion und dem Ausbau zusammen. Im Fall einer Eisenbahnbrücke mit Schotterbett gehören zum Ausbau der Dienstgehweg, die Schotterbegrenzung, der Schotter, die Schwellen, die Schienen und Fangschienen sowie diverse Kleineisen. Für das Referenzbauwerk wurden die Schnittgrößen aus Eigengewicht und anderen ständigen Lasten in (27) numerisch ermittelt. Zu den außergewöhnlichen Lasten zählen Sonderfälle wie Anprall oder Erdbeben. Da diese weder für die Ermüdung noch für die Resonanz von Bedeutung sind, werden sie hier nicht näher betrachtet.

Die Betriebsfestigkeit einer Konstruktion hängt von der Ermüdungssicherheit einzelner Details ab. Hierfür ist an einer Brücke das Resonanzrisiko zu prüfen. Besteht an einer Brücke ein Resonanzrisiko, so sind Details dauerhaft auszulegen; kann Resonanz vermieden werden, so kann eine betriebsfeste Auslegung der Details erfolgen. Die ermüdungsrelevanten Lastspiele werden durch zwei wesentlichen Belastungsarten hervorgerufen: Verkehr und Wind.

Von großer Bedeutung für Ermüdungsprozesse sind vor allem Verkehrslasten (infolge von Schienen-, Straßen- oder Fußgängerkehr) auf Brücken. Zu betrachten sind dabei neben den Schnittgrößen für den statischen Nachweis die Spannungsschwankungen an ermüdungsrelevanten Details, sogenannten Kerbdetails. In Kapitel 6 werden die Verkehrslasten des Referenzbauwerks untersucht. Eine exemplarische Untersuchung von Kerbdetails findet sich in Teil IV.

Wind kann am Gesamtbauwerk, jedoch vor allem an den Hängern, zu unterschiedlichen Schwingungen führen. Ob ein Resonanzrisiko besteht, hängt jeweils von der Eigenfrequenz einzelner Komponenten oder des Gesamtbauwerks ab. Deren Ermittlung ist im Vorfeld schwierig, da vor allem bei Ansätzen für die Dämpfung meist Unsicherheiten bestehen, so dass oft am bestehenden Bauwerk Messungen durchgeführt werden und dann in Einzelfällen, wie auch beim vorliegenden Referenzbauwerk, ein nachträglicher Einbau von Schwingungsdämpfern erforderlich wird. Kapitel 7 befasst sich mit den Schwingungen durch Windeinwirkung an den Hängern des Referenzbauwerks.

Temperaturschwankungen führen zu Dehnungen, die beim statischen Nachweis zu berücksichtigen sind. Um große Dehnungen aufnehmen zu können, werden Stabbogenbrücken häufig auf beweglichen Brückenlagern statisch bestimmt gelagert und die Schienen mit Schienenauszügen versehen. Auch ein Steuerstabsystem kann zur Regulation der temperaturbedingten Verformungen hilfreich sein und bei kleinen und mittleren Spannweiten bis 120 m die Notwendigkeit eines Schienenauszugs verhindern (40). Da Temperaturdehnungen für die Resonanz von Stabbogenbrücken von untergeordneter Bedeutung sind, werden sie im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen nicht genauer betrachtet.

## 6 Verkehrslasten

Um Schnittgrößen als Grundlage für spätere Detailuntersuchungen an Submodellen zu erhalten, wurden in (27) für das Referenzbauwerk die Schnittkräfte infolge ständiger Last und Verkehrslast ermittelt.

### 6.1 Betriebszüge

In (13), Anhang D „Grundlagen für die Ermüdungsberechnung von Eisenbahnbrücken“, sind im Abschnitt D.3 („Zugtypen für Ermüdungsberechnung“) 12 Betriebszüge aufgeführt, für die jeweils die Geschwindigkeit, die verteilte Linienlast, die Achslasten und die Achsabstände angegeben sind. Dabei sind die Achsen meist in kurzen Abständen am Anfang und Ende einer Lok bzw. eines Waggons angeordnet, sodass jeweils eine Gruppe von Achslasten wirkt und dann wieder ein längerer lastfreier Bereich folgt. Zur Interpretation der Belastungslinien ist es also sinnvoll, die Achsen nicht als Einzellasten zu betrachten, sondern sie zu Achsbündellasten zusammenzufassen. Eine vereinfachte graphische Darstellung dieser Achsbündellasten findet sich in Anhang A in den Abbildungen A.1 bis A.12 für alle untersuchten Zugtypen (im Folgenden als „BZ1“ - „BZ12“ bezeichnet). Es lässt sich feststellen, dass die Achsbündellasten der Personenzüge i.d.R. geringer sind als die der Güterzüge. Ausnahmen bilden hier *BZ8* und *BZ12* mit relativ niedrigen Achsbündellasten; allerdings ist bei diesen Zügen die Gesamtlast durch die kurzen Achsbündelabstände deutlich höher als bei den Personenzügen.

Bei *BZ1* und *BZ2*, den regulären Personenzügen, sticht die Last der Lok hervor. Maßgebend ist hier die zweite Achsbündellast, die jeweils aus der zweiten Achsengruppe der Lok und der ersten Achsengruppe des ersten Waggons zusammengestellt ist.

Die Hochgeschwindigkeitsreisezüge sind im Gegensatz zu den normalen Reisezügen symmetrisch aufgebaut, mit mehr oder weniger stark ausgeprägten Achsbündellastspitzen an beiden Enden der Züge. Es werden hier zwei Modelle zur Verfügung gestellt: eines mit den für Personenzügen maximalen Achsbündellasten, großen Achsabständen und leicht ausgeprägten Lastspitzen, und eines mit niedrigeren Achsbündellasten, geringeren Achsabständen und deutlichen Lastspitzen an Anfang und Ende. Die Modelle für S- und U-Bahn-Triebwagenzüge unterscheiden sich von den anderen Personenzügen in erster Linie durch das Fehlen einer Lok sowie die geringe Gesamtlänge. Sie sind für den Fernverkehr

nicht relevant, weshalb die aus ihnen resultierenden Belastungslinien nicht näher untersucht werden. Um die Relation der Zuglängen zu verdeutlichen, werden sie jedoch bei den Übersichten ebenfalls aufgeführt.

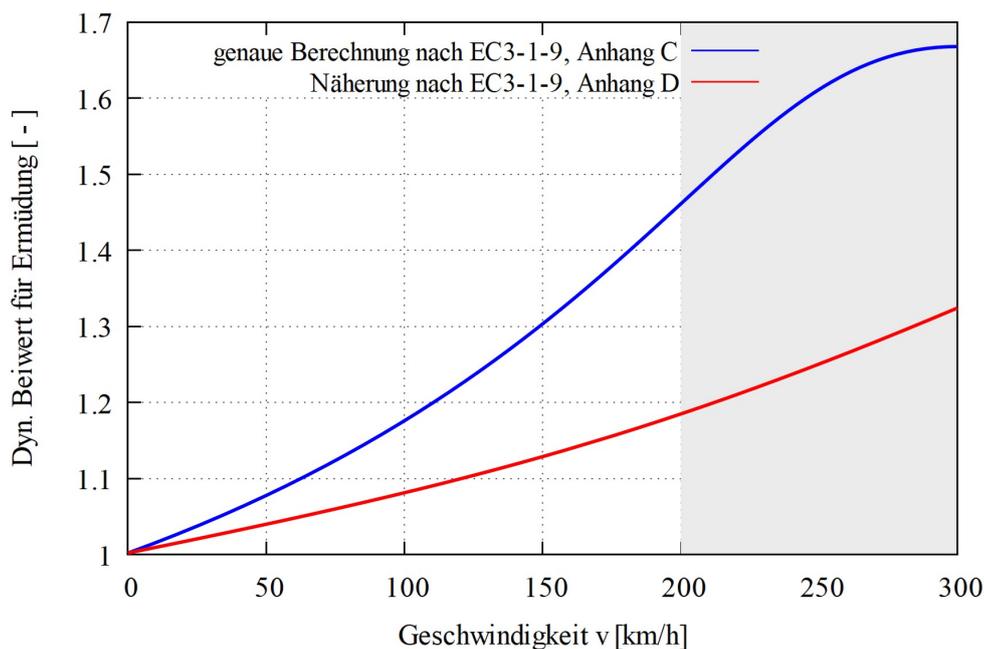
Die Güterzüge zeichnen sich im Vergleich zu den Personenzügen vor allem durch höhere Lasten – sei es durch größere Achsbündellasten oder durch geringere Achsbündelabstände – aus. *BZ5* - *BZ8* werden als Regelverkehr, *BZ11* und *BZ12* als Schwerlastverkehr eingestuft, was auf die Achslasten von bis zu 250 kN zurückzuführen ist. (Im Regelverkehr wird die maximale Achslast von 225 kN nicht überschritten.) Bei Betrachtung der Achsbündellasten fällt auf, dass die höchsten Achsbündellasten nicht beim Schwerlastsondern beim Regelverkehr zu finden sind: *BZ5* hat mit 1.350 kN die mit Abstand höchsten Achsbündellasten. Das liegt daran, dass die Einzelachslasten hier zwar geringer sind als bei *BZ11* und *BZ12*, jedoch statt zwei jeweils drei Achsen am Anfang und am Ende der Waggons angeordnet sind. Diese hohe Achsbündellast führt auch dazu, dass die aus *BZ5* resultierenden Belastungslinien die größten Werte aufweisen (siehe Kapitel 6.5).

## 6.2 Dynamische Effekte

Um dynamische Effekte ohne explizite dynamische Simulation zu berücksichtigen, wurden die Lasten mit dynamischen Faktoren nach (13), Anhang C („Dynamische Beiwerte  $1 + \phi$  für Betriebszüge“) multipliziert, siehe auch (46). Aufgrund des unterschiedlichen dynamischen Verhaltens der verschiedenen Brückenelemente wurden die äquivalenten Lastfaktoren jeweils separat für Versteifungsträger, Bögen und Hänger berechnet. Gemäß (13) ist für Überfahrgeschwindigkeiten unter 200 km/h auch eine vereinfachte Ermittlung der dynamischen Faktoren nach Anhang D zulässig. Ein Vergleich der sich nach diesen Verfahren für den dynamischen Erhöhungsfaktor ergebenden Werte am Beispiel der Hänger ist in Abbildung 6.1 dargestellt. Da die nach dem vereinfachten Verfahren (Anhang D) ermittelten Werte bereits bei Überfahrgeschwindigkeiten von max. 200 km/h um bis zu rd. 23 % auf der unsicheren Seite lagen (siehe Abbildung 6.1), fiel die Entscheidung für eine genaue Berechnung nach Anhang C.

## 6.3 Modellierung

Für die computergestützte Berechnung wurde ein Finite-Elemente-Modell mit Schalenelementen erstellt. Durch die sehr realitätsnahe Modellierung aller Details ist ein hoher



**Abbildung 6.1** : Dynamische Erhöhungsfaktoren für die Hänger nach verschiedenen Berechnungsverfahren in (13), Abbildung nach (27)

Genauigkeitsgrad der Ergebnisse gewährleistet. Als Schalenelemente kommen Vierecks- oder Dreieckselemente infrage. Viereckselemente besitzen mindestens 6 innere Spannungszustände, Dreieckselemente jedoch nur einen (1). Daher erreicht man mit der Verwendung von Viereckselementen genauere Ergebnisse, weshalb im vorliegenden Modell ausschließlich Viereckselemente verwendet wurden. Die erforderliche Netzdichte an den Auswertungsschnitten wurde in (27) mithilfe diverser Vormodelle bestimmt und auf 20 mm festgelegt.

Zugbegegnungen wurden nicht separat simuliert, sondern mithilfe des Superpositionsprinzips, dessen Gültigkeit für den hiesigen Fall in (27) untersucht und bestätigt wurde, ausgewertet. Alle Berechnungen wurden nach Theorie III. Ordnung durchgeführt.

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte in (27) durch senkrecht zur Bogensystemlinie angelegte Schnitte, über die eine Spannungsintegration mit dem Ergebnis der Schnittgrößen erfolgte. Neben der Elementgröße an der Stelle der Schnittgrößenintegration ist die Qualität der Ergebnisse auch maßgeblich von der Bestimmung des Bezugspunktes der Integration, der geometrischen Ausrichtung der Elemente und der Rotation des lokalen Koordinatensystems bei Berechnungen nach Theorie höherer Ordnung abhängig (27).

## 6.4 Auswertung

Von Interesse für spätere Untersuchungen sind vor allem die Schnittgrößen in der Nähe der Hängeranschlüsse, da diese die Grundlage für die Lasteingabe an Submodellen der Hängeranschlüsse bilden. Obwohl die Brücke selber doppelt symmetrisch ist, sind alle 24 Hängerpositionen zu untersuchen, da die Belastung in beide Richtungen asymmetrisch ist (siehe Abbildung 6.2). Lediglich für die umgekehrte Fahrtrichtung auf dem gegenüberliegenden Gleis kann die erneute Berechnung aufgrund der Symmetrie entfallen.



Abbildung 6.2 : Asymmetrische Belastung bei Zugüberfahrt

Jeder Hänger besitzt zwei Anschlüsse, die als Detailausschnitt modelliert werden können. Pro Detailausschnitt ergeben sich drei Schnitt- bzw. Auswertungsstellen: der Anschnitt des Hängers und die Anschnitte am Haupttragelement rechts und links vom Hänger. Die Lage und Bezeichnung der im Folgenden besprochenen Auswertungsstellen sind in Abbildung 6.3 dargestellt.

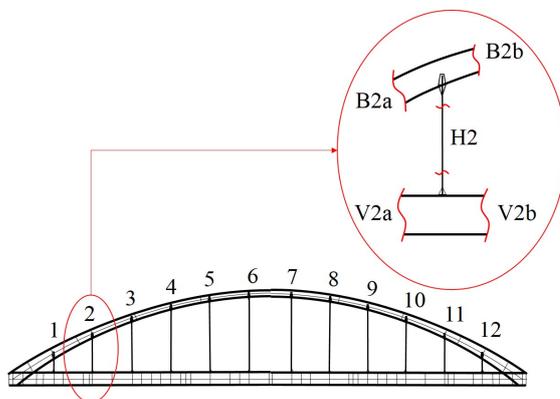


Abbildung 6.3 : Schnittstellen für die Auswertung

Da pro Auswertungsstelle sechs Schnittgrößen auftreten, wurden in (27) insgesamt 10.368 Belastungslinien erstellt (12 Zugtypen, 24 Hängerpositionen, 2 Details pro Hänger, 3 Schnitte pro Detail, 6 Schnittgrößen:  $12 \cdot 24 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 6 = 10.368$ ). Wichtig war hierbei ein ausreichender Abstand zum jeweiligen Hängeranschluss, um den Einfluss lokaler geometrischer Effekte durch eine spätere Variation des Hängeranschlussdetails zu minimieren. Dieser Abstand wurde nach eingehender Untersuchung in Vormodellen (27) auf 2 m, gemessen vom Systemlinienschnittpunkt am Hängeranschluss, festgelegt. In Tabel-

**Tabelle 1** : Neigung des Bogens an den Schnittstellen oberhalb und unterhalb des jeweiligen Detailausschnitts und im Zentrum der Anschlussstellen

Hänger No.	Schnittwinkel unterhalb des Anschlusses	Schnittwinkel oberhalb des Anschlusses	Hängeranschlussneigung
1	30,08 °	28,47 °	29,28 °
2	25,53 °	23,73 °	24,63 °
3	20,64 °	18,20 °	19,42 °
4	15,33 °	13,16 °	14,24 °
5	9,87 °	7,51 °	8,69 °
6	4,12 °	1,71 °	2,92 °

le 1 finden sich die jeweiligen Winkel zwischen der Senkrechten und der Bogensystemlinie für die Hängerpositionen 1 - 6 (siehe Abbildung 4.2) im Referenzbauwerk.

## 6.5 Darstellung als Belastungslinien

Die Berechnung erfolgte in automatisierten 1-m-Lastschritten. Das bedeutet, dass die Achslasten des betreffenden Zuges in 1-m-Schritten versetzt wurden, bis die letzte Achslast das Bauwerk verlassen hatte. Die Ergebnisse der Schnittgrößenermittlung werden in Form von Belastungslinien, die sich aus diesen diskreten Werten zusammensetzen, bereitgestellt. Das grundlegende Konzept ähnelt dem einer Einflusslinie. Allerdings erfolgt die Belastung nicht durch eine Einheitswanderlast, sondern durch Zugmodelle in Form von Achslasten, die auf den in (13), Anhang D.3, aufgeführten Zugtypen für Ermüdungsrechnung beruhen. Bei der Auswertung infolge verschiedener Laststellungen während der Überfahrten bezieht sich der Wert der horizontalen Achse dabei immer auf die Position der ersten Achse der Lok, siehe Abbildung 6.4.

Haslbeck (27) stellt auch zwei Matlab-Module zur Ermittlung von Belastungslinien als Polynom IV. (bzw. höherer) Ordnung auf der Basis von Stützstellen zur Verfügung. Es handelt sich dabei um abschnittsweise definierte Funktionen, die auf der Basis einer wählbaren Anzahl von Stützstellen generiert werden. Es kann hier zwischen dem Verfahren nach Newton und der Auswertung von Lagrange-Polynomen gewählt werden, die beide implementiert sind. Eine genaue Beschreibung der Verfahren sowie die Module selbst findet man im digitalen Anhang von (27).

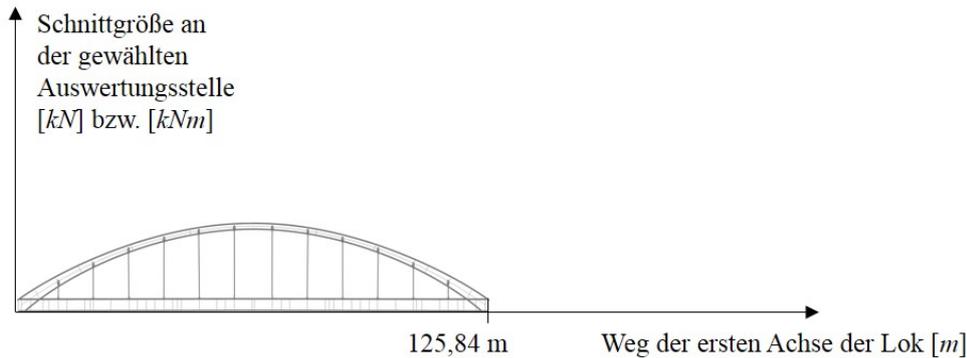


Abbildung 6.4 : Belastungsliniendiagramm

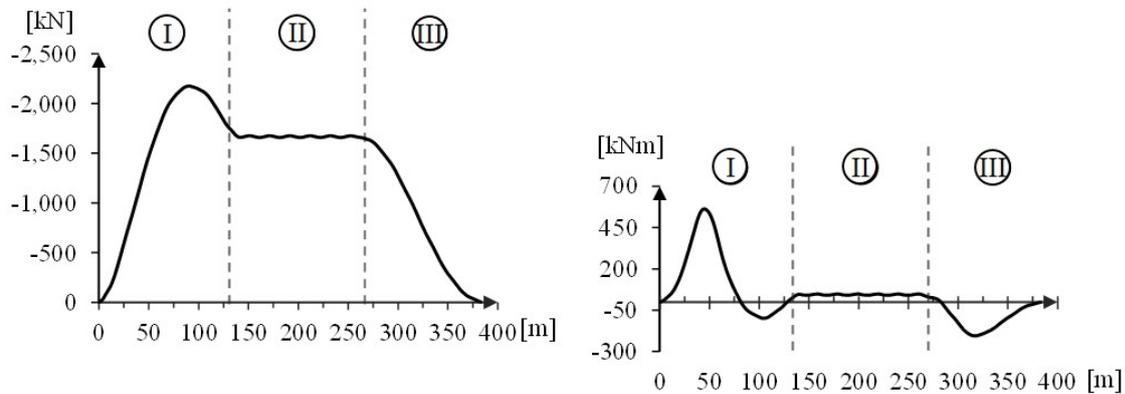


Abbildung 6.5 : Definition der drei Bereiche einer Belastungslinie an den Beispielen der Belastungslinien für Normalkraft  $N$  (links) und Biegemoment  $M_y$  (rechts) am Bogenschnitt unterhalb von Hänger  $H4$  während der Überfahrt von  $BZ1$  (46)

Eine Belastungslinie lässt sich generell in drei logische Bereiche aufteilen, siehe Abbildung 6.5. Die Bereiche beziehen sich auf die verschiedenen Belastungszustände bei einer Zugüberfahrt: In Bereich I fährt der Zug auf die Brücke auf; die Brücke ist zunächst stark asymmetrisch belastet. Sobald die erste Achse das Ende der Brücke erreicht hat, befindet sich diese unter Vollast; hier beginnt Bereich II. In diesem Bereich finden nur geringe, meist regelmäßige Schwankungen der Schnittgrößen statt, die von Größen und Abständen der Achslasten abhängen. Bereich III beschreibt das Abfahren von der Brücke und beginnt, sobald die letzte Achse die Brücke befährt. Die Belastung ist in Bereich III wieder stark asymmetrisch. Während die Größe der Bereiche I und III unter der Annahme, dass die Zuglänge die Brückenlänge übersteigt, ausschließlich von der Brückenlänge abhängt, variiert die Länge des mittleren Bereichs je nach Länge des betrachteten Zuges.

## 6.6 Diskussion ausgewählter Belastungslinien

### 6.6.1 Vergleich der Hängerschnittgrößen

Bei Betrachtung der Belastungslinien infolge verschiedener Zugtypen zeigt sich ein deutlicher Unterschied zwischen Güter- und Personenzügen. Durch die geringeren Achslasten der Personenwaggons entsteht bei Personenzügen ein signifikanter Ausschlag der Belastungskurven bei Befahren und Verlassen der Brücke durch die Lok. Da bei Güterzügen die Achslasten der Lok denen der Waggons entsprechen, ist dieser Effekt hier nicht zu beobachten, und man erhält in den Belastungskurven ein fast unveränderliches Plateau bzw. annähernd symmetrische Kurven.

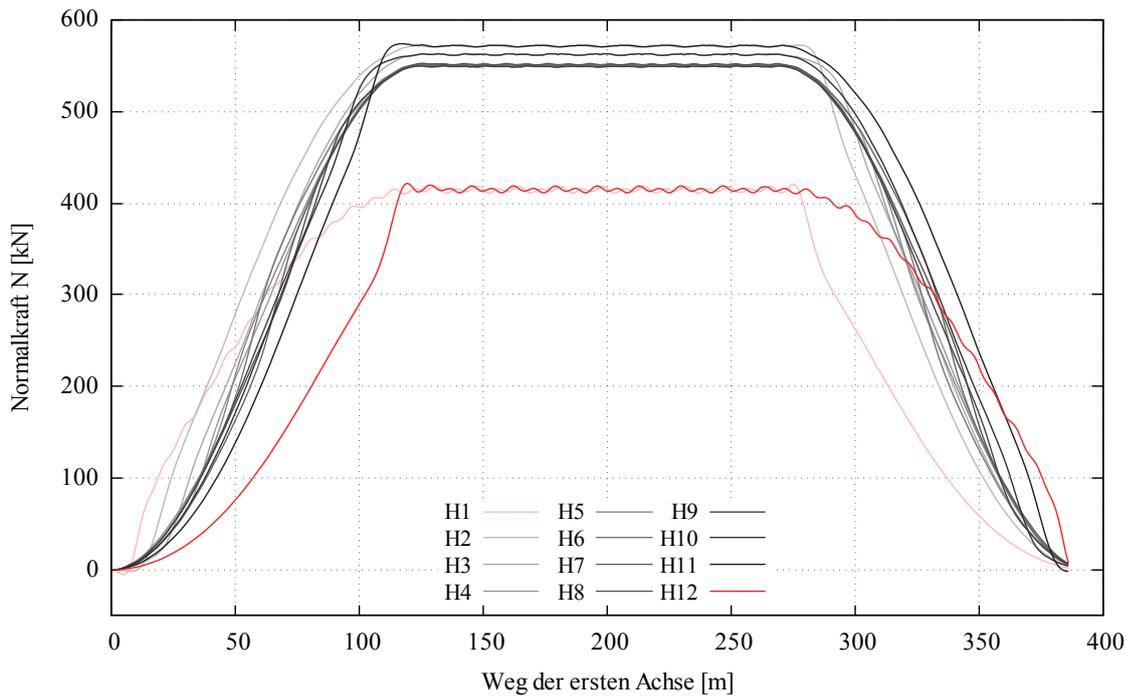
In den folgenden Abschnitten werden die Belastungslinien für Hängerschnittgrößen jeweils nur an einem Schnitt pro Hänger diskutiert. Es sei darauf hingewiesen, dass die Belastungslinien für Schnittgrößen am jeweils anderen Schnitt erwartungsgemäß fast identisch mit denen am betrachteten Schnitt sind und lediglich teilweise das Vorzeichen wechselt (z.B. beim Biegemoment  $M_y$ ). Daher kann ein Vergleich der Schnittstellen innerhalb der einzelnen Hänger hier entfallen.

#### Güterzüge

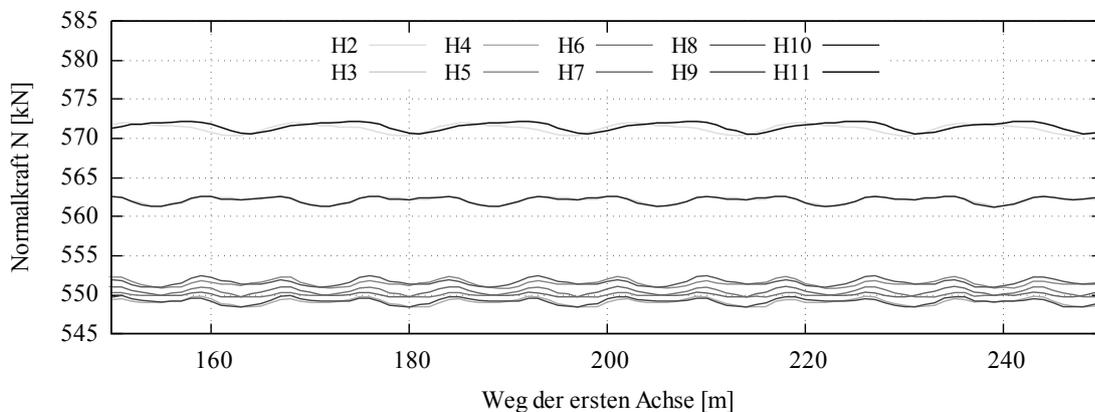
Es werden zunächst Belastungslinien der Hänger (unterer Schnitt) infolge der Überfahrt eines Güterzuges, des *BZ5*, auf der befahrenen Brückenseite betrachtet.

An den Belastungslinien der Hänger *H1* und *H12* infolge einer Überfahrt von *BZ5* lässt sich nahezu eine Achsen- bzw. Punktsymmetrie zueinander erkennen, da in diesem Zugmodell alle Waggons inkl. Lok dieselbe Masse haben. Die Lok unterscheidet sich von den Waggons hier nur durch einen geringfügig anderen Abstand der Achsen. Dementsprechend weisen in diesem Fall auch alle anderen in Längsrichtung symmetrisch angeordneten Hänger fast symmetrische Belastungskurven auf.

Die zueinander symmetrischen Belastungslinien für die Hängernormalkraft  $N$  infolge der Überfahrt von *BZ5* sind in Abbildung 6.6 dargestellt. Die Belastungslinien steigen beim Befahren der Brücke in Bereich I für alle Hänger stetig an; die Normalkraft nimmt dabei bei den Hängern im zuerst befahrenen Bereich erwartungsgemäß früher zu. Während die Brücke sich in Bereich II unter annähernd gleichmäßig verteilter Volllast befindet, bildet sich ein fast ebenes Belastungsplateau aus; die auftretenden Schwankungen sind in diesem Bereich sehr gering, wie der vergrößerte Ausschnitt in Abbildung 6.7 zeigt. Während der Zug die Brücke in Bereich III verlässt, nimmt die Hängernormalkraft wieder in allen



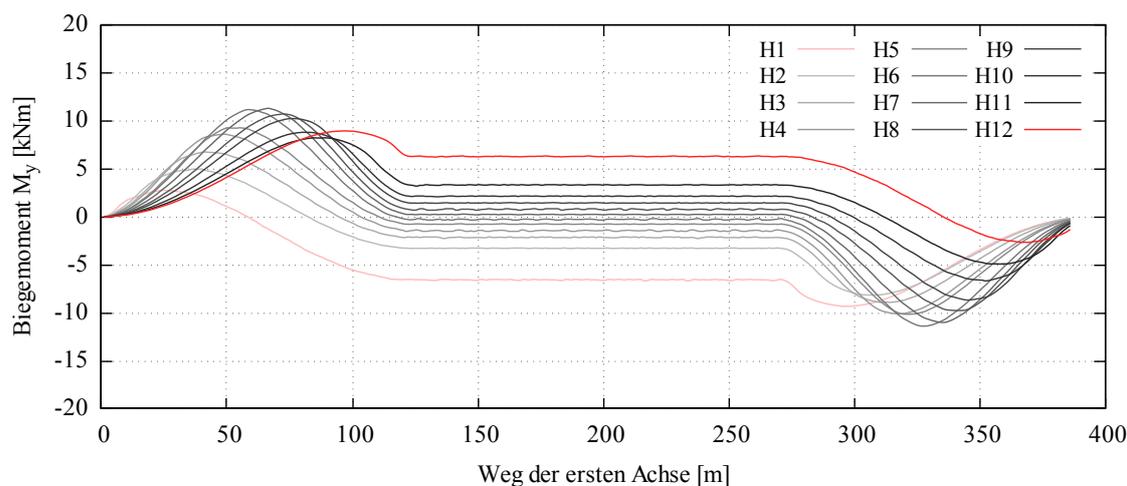
**Abbildung 6.6** : Belastungslinien für Normalkraft  $N$  in den Hängern  $H1 - H12$  (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ5$



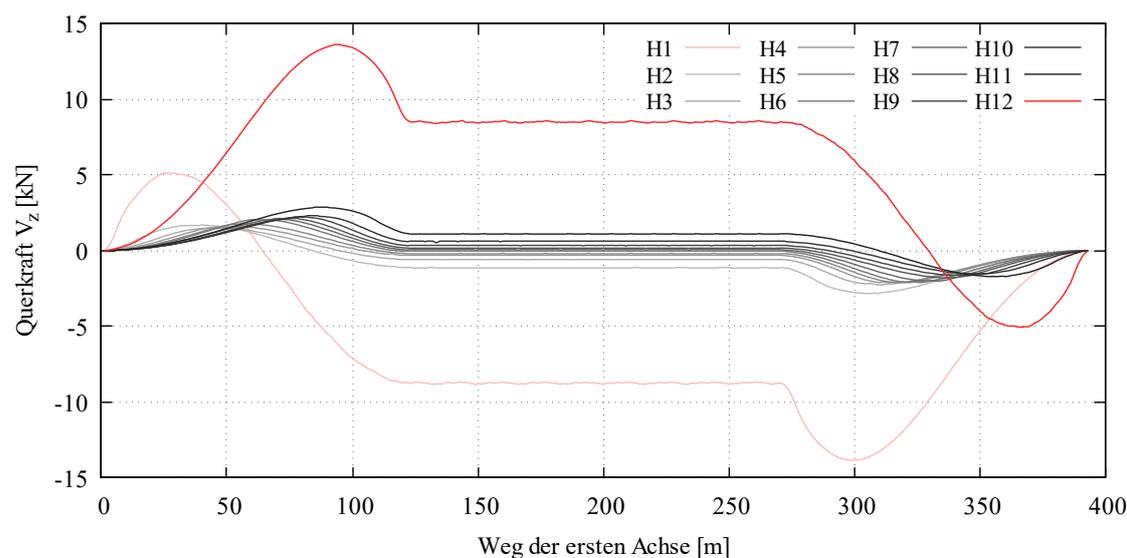
**Abbildung 6.7** : Belastungslinien für Normalkraft  $N$  in den Hängern  $H2 - H11$  (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ5$ , vergrößerter Ausschnitt

Hängern stetig ab, die Reihenfolge verhält sich spiegelverkehrt zu Bereich I. Durch die Steifigkeit der Rahmenecken zwischen Bögen und Versteifungsträgern wird ein Teil der vertikalen Last in den Endbereichen der Brücke aufgenommen, was zu einer geringeren Normalkraft in den Randhängern führt.

Das Biegemoment um die starke Achse  $M_y$  (Abbildung 6.8) in den Hängern  $H2 - H11$  ist im mittleren Bereich II kaum vorhanden, da hier der Lastabtrag über den Druckbogen



**Abbildung 6.8** : Belastungslinien für Biegemoment  $M_y$  in den Hängern  $H1 - H12$  (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ5$



**Abbildung 6.9** : Belastungslinien für Querkraft  $V_z$  in den Hängern  $H1 - H12$  (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ5$

erfolgt. In den Bereichen I und III ist die Brücke asymmetrisch belastet und es bildet sich die in Abschnitt 2.1 beschriebene S-Form aus. Daraus resultiert eine Verdrehung der Hängeranschlüsse, die zu Biegung in den Hängern führt. Dieser Effekt tritt jeweils am stärksten auf, wenn die erste Achse in Bereich I (bzw. die letzte Achse in Bereich III) gerade den jeweiligen Hänger passiert. Die an den Rändern befindlichen Hänger  $H1$  und  $H12$  sind ein Sonderfall. Durch ihre Lage in der Nähe des biegesteifen Rahmenecks zwischen Bögen und Versteifungsträgern treten hier auch in Bereich II etwas höhere Biegemomente  $M_y$  auf als an den innenliegenden Hängern. Die Querkraft  $V_z$  (Abbildung

6.9) ist in den innenliegenden Hängern in Bereich II verschwindend gering, was auch zum Verlauf des Biegemoments  $M_y$  passt. In den Bereichen I und III treten geringe Querkkräfte in den Hängern auf, die ihren Hochpunkt erreichen, wenn die erste (bzw. letzte) Achse den jeweiligen Hänger passiert. Der Randeinfluss ist auch am Querkraftverlauf in den Hängern deutlich erkennbar: Die Hänger *H1* und *H12* erfahren in Bereich II eine zwar nicht hohe, jedoch annähernd konstante Querkraftbelastung.

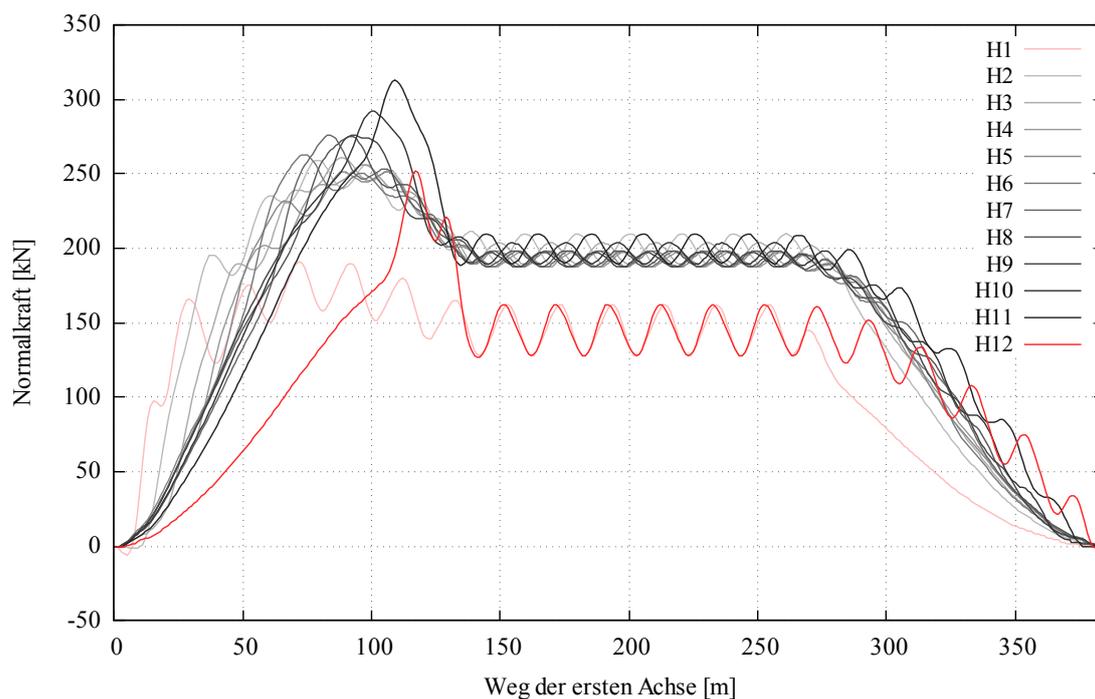
## Personenzüge

### *Normalkräfte:*

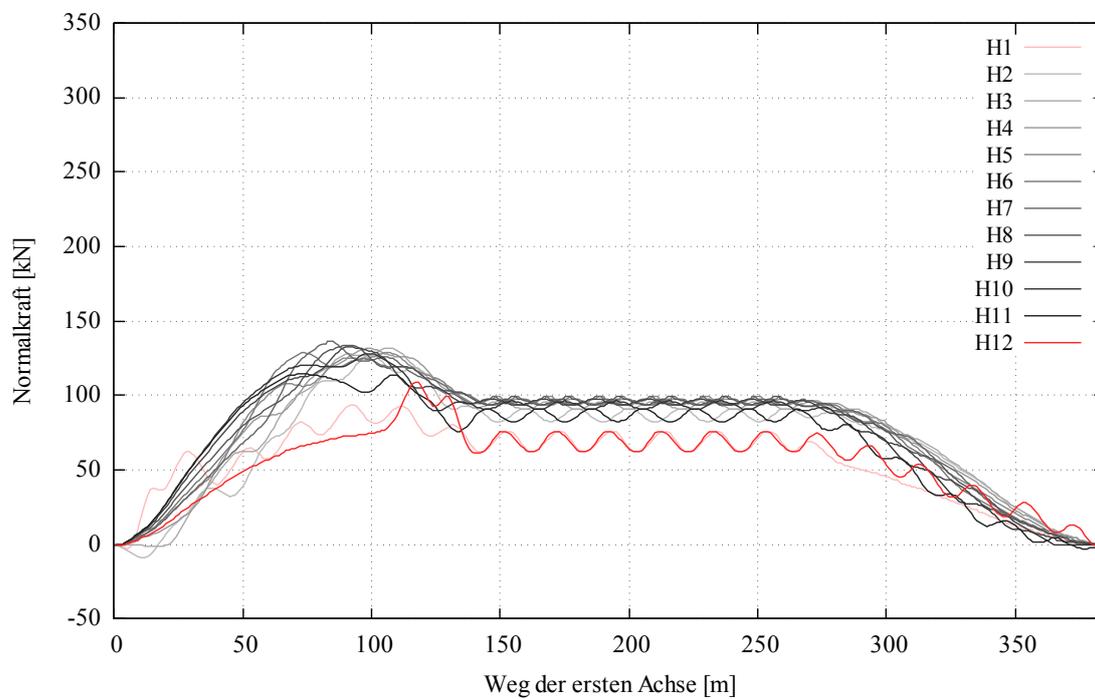
Vergleicht man die Belastungslinien für Hängernormalkraft infolge *BZ1* an den zwölf Hängern der befahrenen Seite (unterer Schnitt), so zeigt sich bei allen Hängern im Mittelfeld (Hänger *H2* - *H11*) ein Hochpunkt an der Stelle der Lok, und anschließend ein etwas niedrigeres Lastplateau, das bei allen Hängern etwa gleich hoch ist, siehe Abbildung 6.10. Die anfängliche Belastungsspitze an der Stelle, an der die Lok den jeweiligen Hänger passiert, ist umso größer, je weiter der Zug bereits auf die Brücke gefahren ist, nimmt also mit steigender Positionsnummer der Hänger zu. Das lässt sich durch die Grundlast, die der Hänger schon durch die unterschiedlich große Anzahl von bereits auf der Brücke befindlichen Waggonen erfährt, erklären. In dem Moment, in dem die Spitze des Zuges Hänger *H11* passiert, ist die Brücke bereits fast vollständig durch den Zug belastet, was zu einer höheren Belastungsspitze führt als bei Hänger *H2*.

Eine Ausnahme bilden wieder die Außenhänger *H1* und *H12*. Durch ihre Lage am Rand der Brücke in Nähe des Bogenfußpunkts ist ihr Normalkraftanteil im Mittelfeld (Bereich II) geringer, da ein Teil der Last durch das steife Rahmeneck zwischen Bogen und Versteifungsträger als Querkraft und Biegemoment abgetragen wird. Das widerspricht dem eigentlichen Tragsystem des Langerschen Balkens, da dabei ausschließlich von gelenkigen Verbindungen zwischen den Haupttragelementen ausgegangen wird. Jedoch ist dies in der Praxis nicht zu realisieren, was bei der Modellbildung unbedingt zu beachten ist.

Hänger *H1* hat im Gegensatz zu den anderen Hängern keine ausgeprägte Belastungsspitze, da diese durch die fehlende Grundlast und das oben beschriebene Rahmeneck so gering ausfällt, dass sie sich kaum vom Mittelfeld abhebt. Hänger *H12* weist zwar eine deutlich erkennbare Belastungsspitze auf, jedoch ist diese im Vergleich zu den Hängern *H2* - *H11* vergleichsweise gering, da durch den Randeinfluss das in Bereich II auftretende Belastungsplateau deutlich niedriger ausfällt als bei den innenliegenden Hängern. Relativ zu diesem Lastplateau ähnelt die Belastungsspitze der des benachbarten Hängers.



**Abbildung 6.10** : Belastungslinien für Normalkraft  $N$  in den Hängern  $H1 - H12$  (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$



**Abbildung 6.11** : Belastungslinien für Normalkraft  $N$  in den Hängern  $H1 - H12$  (unterer Schnitt) der unbefahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$

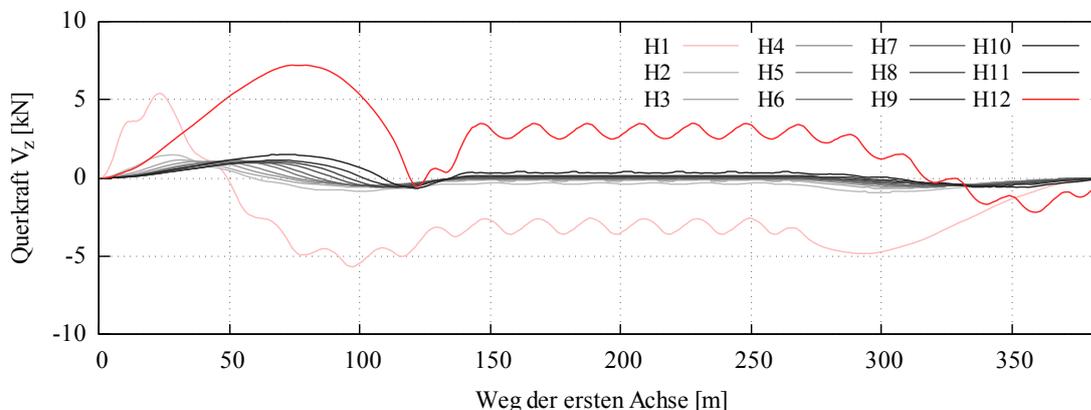
Innerhalb des Belastungsplateaus erfahren die Hänger je nach Lage unterschiedliche Belastungsschwankungen. Je näher sich ein Hänger an den Rändern der Brücke befindet, desto größer ist die Schwingbreite.

*Vergleich mit der nicht befahrenen Seite:*

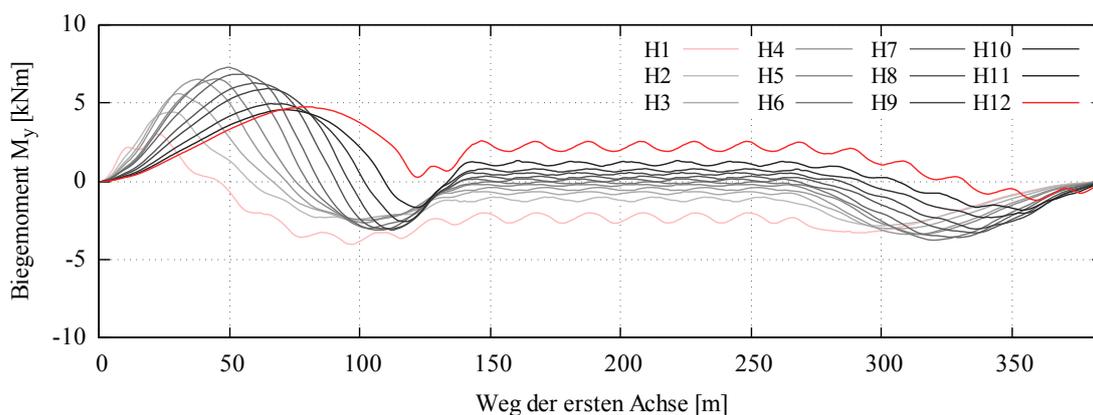
Betrachtet man die nicht befahrene Seite der Brücke (Abbildung 6.11), so lässt sich feststellen, dass die Belastungskurven der Randhänger *H1* und *H12* qualitativ fast identisch mit denen der befahrenen Seite sind. Anders verhält es sich bei den Hängern *H2* - *H11*: Hier ist zwar eine ähnliche Grundtendenz zu erkennen, jedoch sind die Belastungsspitzen weniger prägnant als auf der befahrenen Seite. Dies lässt sich auf den jeweils größeren Abstand zur Lok zurückführen, durch den sich die auftretende Kraft auf einen größeren Bereich verteilt: Die Spannungsspitze wird flacher und breiter. Bei den Hängern *H2* und *H11* ist hier im Gegensatz zur befahrenen Seite ein deutlicherer Randeinfluss (niedrigeres Belastungsplateau) erkennbar, der ebenfalls auf den weiteren Abstand zur Belastungslinie (Schiene) zurückzuführen ist.

Aufgrund der Verformungsfigur als S-Form, wie sie bereits in 2.1 beschrieben wurde, erfahren die Hänger *H1* am Anfang von Bereich I leichte Druckkräfte. Auf der unbefahrenen Seite trifft dies auch noch auf die Hänger *H2* und *H3* zu. Die Druckkräfte sind zwar vergleichsweise gering; dennoch wird klar, dass eine Modellierung der Hänger als reine Zugstäbe fehlerhafte Ergebnisse liefern würde.

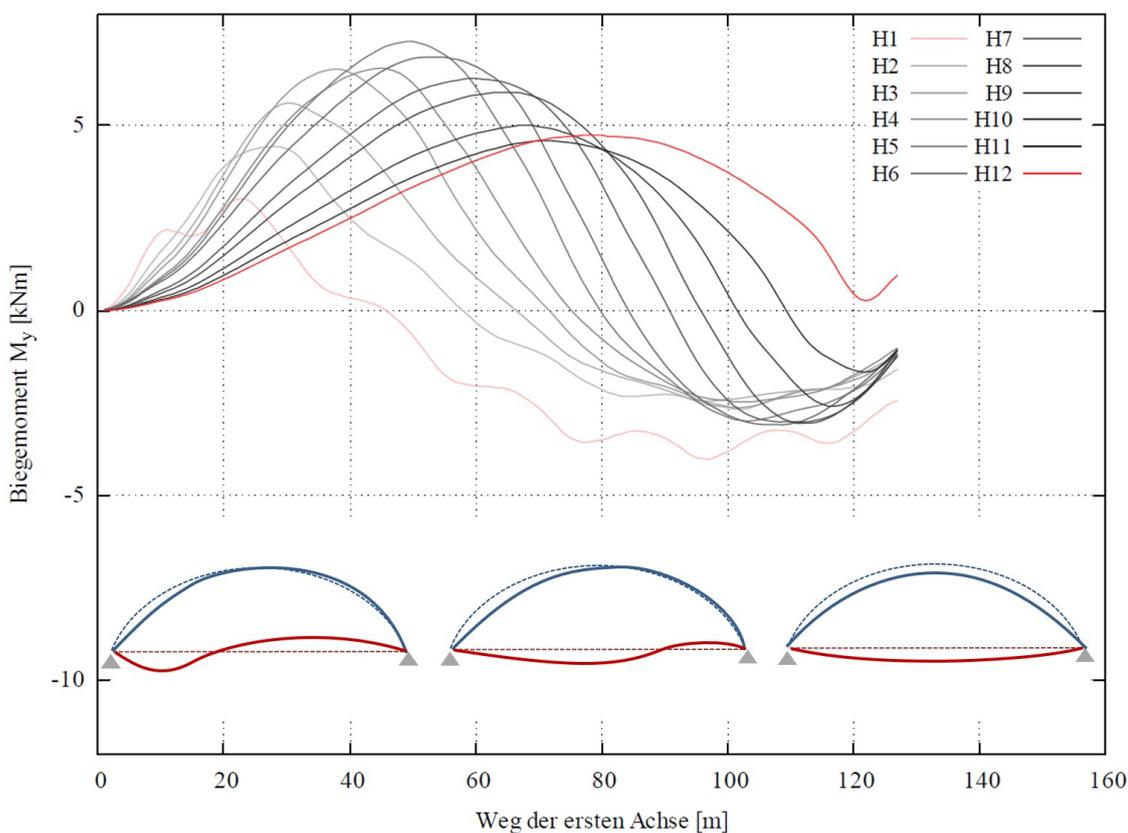
Insgesamt sind die Hängernormalkräfte auf der befahrenen Seite erwartungsgemäß höher als auf der unbefahrenen Seite.



**Abbildung 6.12** : Belastungslinien für Querkraft  $V_z$  in den Hängern *H1* - *H12* (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von *BZ1*



**Abbildung 6.13** : Belastungslinien für Moment  $M_y$  in den Hängern  $H1 - H12$  (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$



**Abbildung 6.14** : Belastungslinien für Moment  $M_y$  in den Hängern  $H1 - H12$  (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$  für Bereich I

### Querkräfte und Momente (starke Achse):

Wenngleich die Querkräfte und Momente im Fall dieses Referenzobjekts eine deutlich untergeordnete Rolle spielen, lohnt sich ein Blick auf die Querkraft  $V_z$  und das Moment  $M_y$  (Abbildungen 6.12 und 6.13). Während in den Hängern  $H2 - H11$  praktisch keine

Querkraft auftritt, zeigt sich in den Randhängern  $H1$  und  $H12$  ein zwar geringer, jedoch nicht zu vernachlässigender Querkraft- und Momentenverlauf um die und in Richtung der starken Achse. Bei Hänger  $H1$  steigen Querkraft  $V_z$  und Moment  $M_y$  zunächst steil an, nehmen nach Passieren des Hängers wieder steil ab und bleiben dann im negativen Bereich, bis sie am Ende der Überfahrt ohne erneuten Vorzeichenwechsel zu Null abnehmen. Dieses Verhalten lässt sich mit Hilfe der Verformungsfiguren an verschiedenen Punkten der Überfahrt erklären (siehe Abbildung 6.14). Zunächst entsteht eine S-Form mit Tiefpunkt vor dem ersten Hänger, anschließend wandert der Tiefpunkt mit der Lok in Richtung der zweiten Brückenhälfte, bis bei voller Belastung der Brücke keine S-Form mehr vorhanden ist, der Tiefpunkt aber in Brückenmitte und damit weiterhin hinter dem ersten Hänger liegt.

Genau umgekehrt verhält es sich bei Hänger  $H12$ . Der Unterschied besteht lediglich darin, dass der Einfluss der Lok hier weniger ins Gewicht fällt, da zum Zeitpunkt des Passierens der Lok die Brücke voll durch den Zug belastet ist.

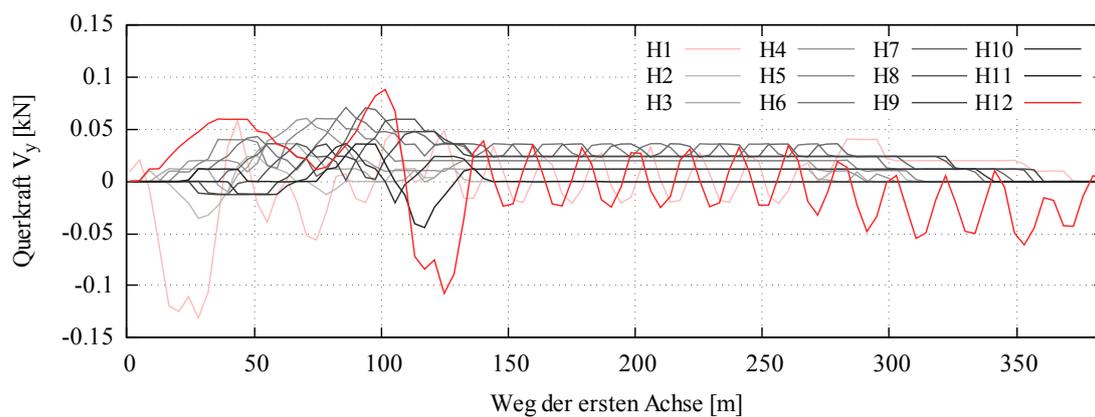
Die Hänger  $H2$  -  $H11$  erfahren ebenfalls bei asymmetrischer Belastung Biegemomente, die sich durch die Verformungsfigur erklären lassen. In Abbildung 6.14 findet sich eine schematische Darstellung der Brückenverformungsfigur für verschiedene Positionen des Bereichs I der Einflusslinien für das Biegemoment  $M_y$  in den Hängern. Der wandernde Tiefpunkt der S-Kurve erklärt, dass die Biegemomente in den Hängern nacheinander einen Vorzeichenwechsel erfahren und am Ende des Bereichs I nur noch verschwindend geringe Werte aufweisen. Hier ist die Brücke unter Vollast und es bildet sich nahezu das ideale Tragverhalten eines Langerschen Balkens aus, in dem die Schnittgrößen ausschließlich aus Normalkräften bestehen.

*Querkräfte und Momente (schwache Achse) und Torsionsmoment:*

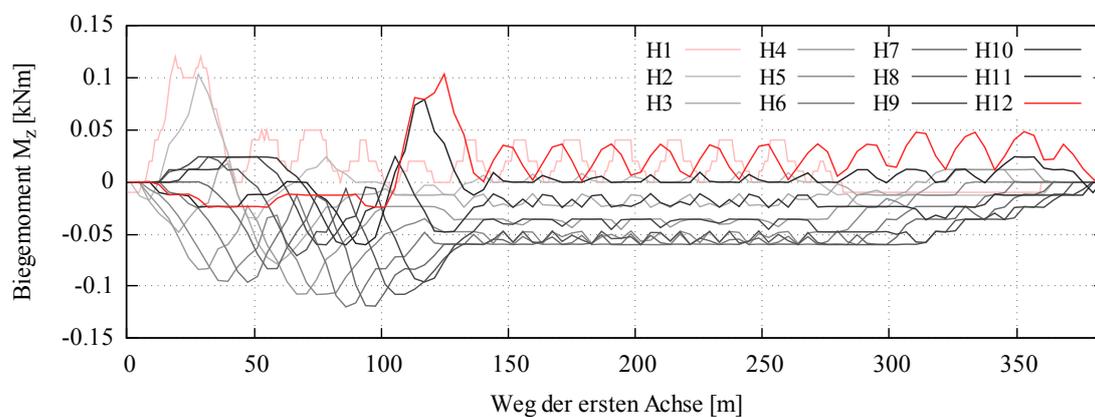
Die Querkraft  $V_y$  und das Moment  $M_z$  sowie das Torsionsmoment sind in den Hängern des Referenzbauwerks verschwindend gering; sie sind in Abbildung 6.15 bis 6.17 für die Überfahrt von  $BZ1$  dargestellt. Die niedrigen Werte lassen auf eine hohe Biegesteifigkeit der Fahrbahn in Querrichtung und eine hohe Torsionssteifigkeit der Versteifungsträger schließen, die dazu führen, dass sich die in Abbildung 2.6 gezeigte Verformung bei dieser Referenzbrücke kaum einstellt.

### Vergleich der Zugtypen

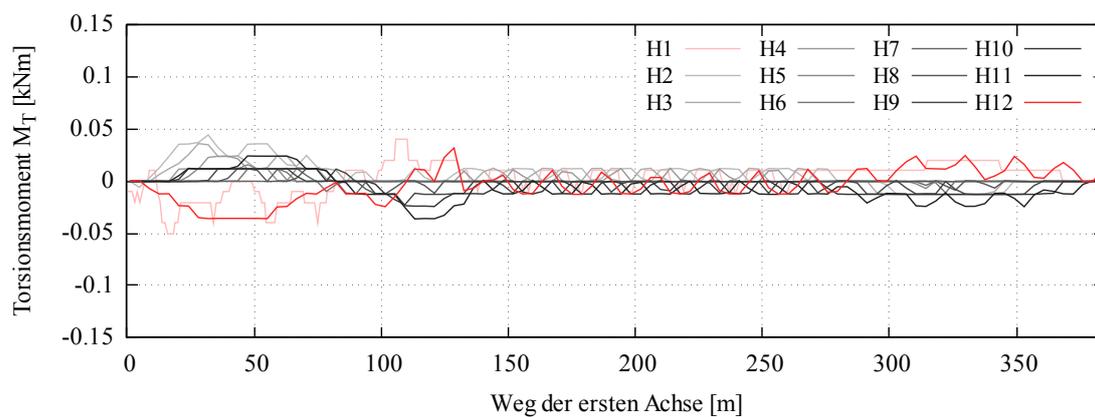
Für einen Überblick über die Wirkung verschiedener möglicher Laststellungen lohnt sich ein Blick auf die Einflusslinien für Hängernormalkraft infolge der 12 Betriebszüge aus



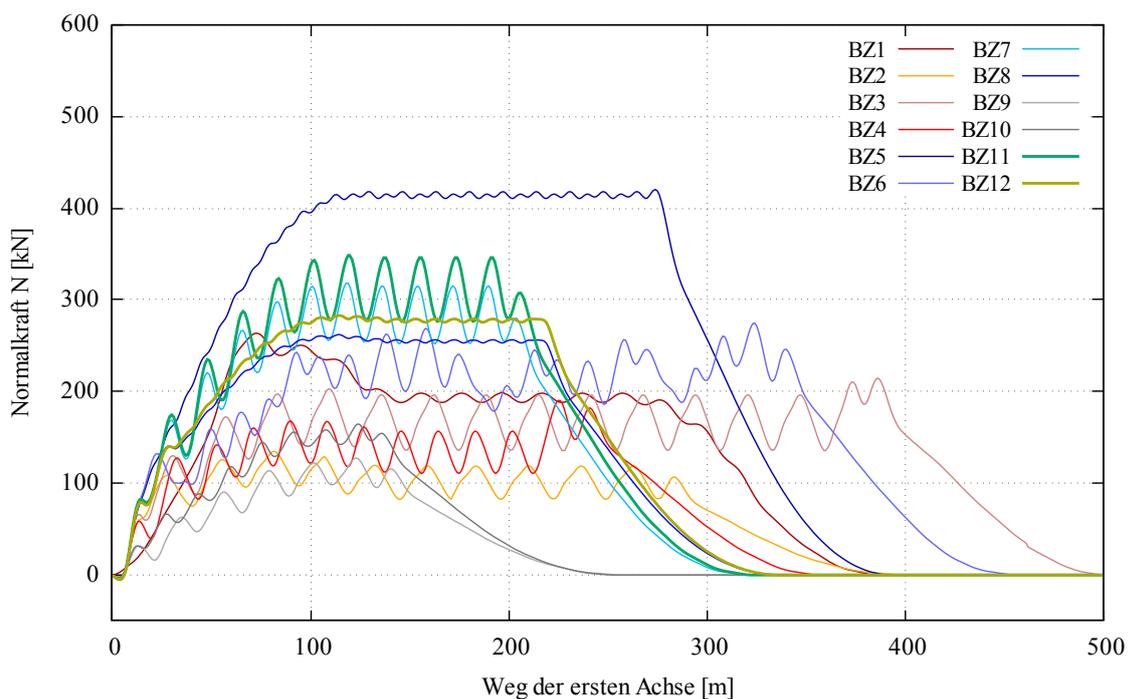
**Abbildung 6.15** : Belastungslinien für Querkraft  $V_y$  in den Hängern H1 - H12 (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von BZ1



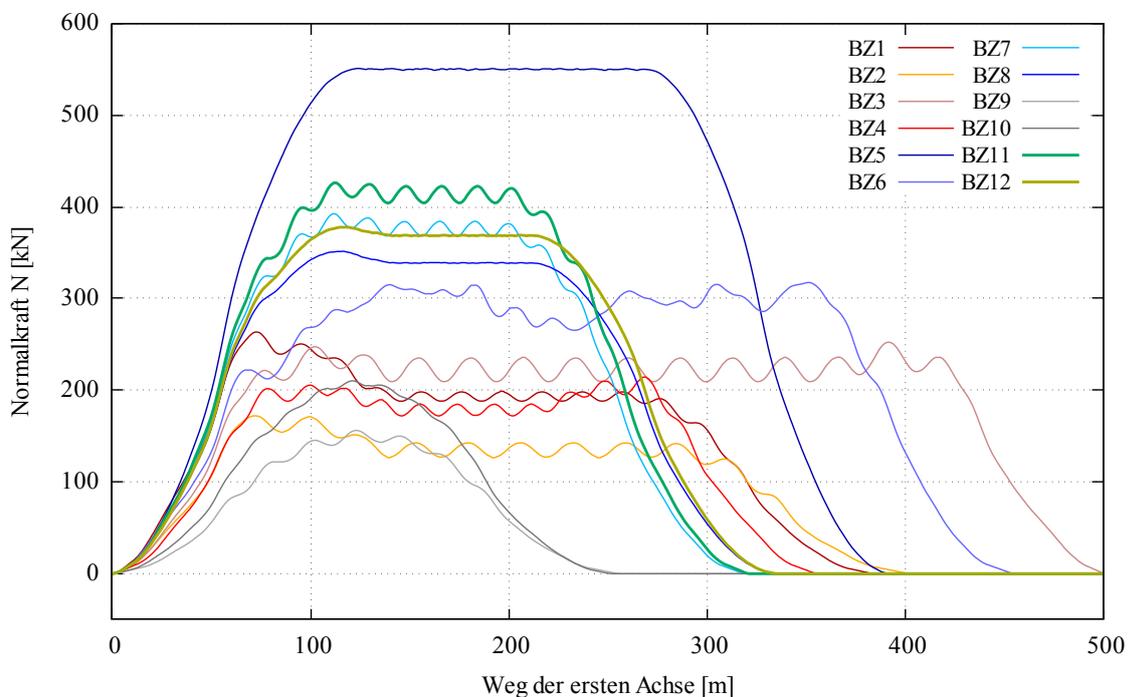
**Abbildung 6.16** : Belastungslinien für Moment  $M_z$  in den Hängern H1 - H12 (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von BZ1



**Abbildung 6.17** : Belastungslinien für Torsionsmoment  $M_T$  in den Hängern H1 - H12 (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von BZ1



**Abbildung 6.18** : Belastungslinien für Normalkraft  $N$  in Hänger  $H1$  (oberer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt aller Zugtypen aus (13). Rottöne: Personenzüge; Blautöne: Güterzüge; Grautöne: Nahverkehrszüge; Grüntöne: Schwerlastverkehr.



**Abbildung 6.19** : Belastungslinien für Normalkraft  $N$  in Hänger  $H6$  (oberer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt aller Zugtypen aus (13). Rottöne: Personenzüge; Blautöne: Güterzüge; Grautöne: Nahverkehrszüge; Grüntöne: Schwerlastverkehr.

(13), Anhang D. Eine Übersicht findet sich für Hänger *H1* in Abbildung 6.18 und für Hänger *H6* in Abbildung 6.19. Ist nun nach Untersuchung der relevanten Kerbdetails bekannt, ab welchen Hängernormalkraftschwingspielen in den Anschlussdetails ermüdungsrelevante Spannungen auftreten, so lässt sich anhand dieser Übersicht schnell feststellen, für welche Zugtypen eine Zählung zur Erstellung von Belastungskollektiven durchgeführt werden muss. Für die Schwingungsanregung sind die Amplituden der Schwingspiele in Bereich II relevant. Durch Überlagerung mit der Überfahrgeschwindigkeit erhält man die Erregerfrequenz und kann dann prüfen, ob diese einem Vielfachen der Eigenfrequenzen einzelner Bauteile entspricht.

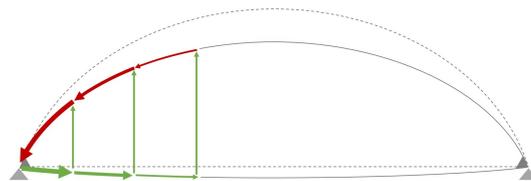
## 6.6.2 Vergleich der Bogenschnittgrößen

### Güterzüge

Zunächst werden die Belastungslinien für die Bogenschnittgrößen infolge von *BZ5* betrachtet.

*Normalkräfte:*

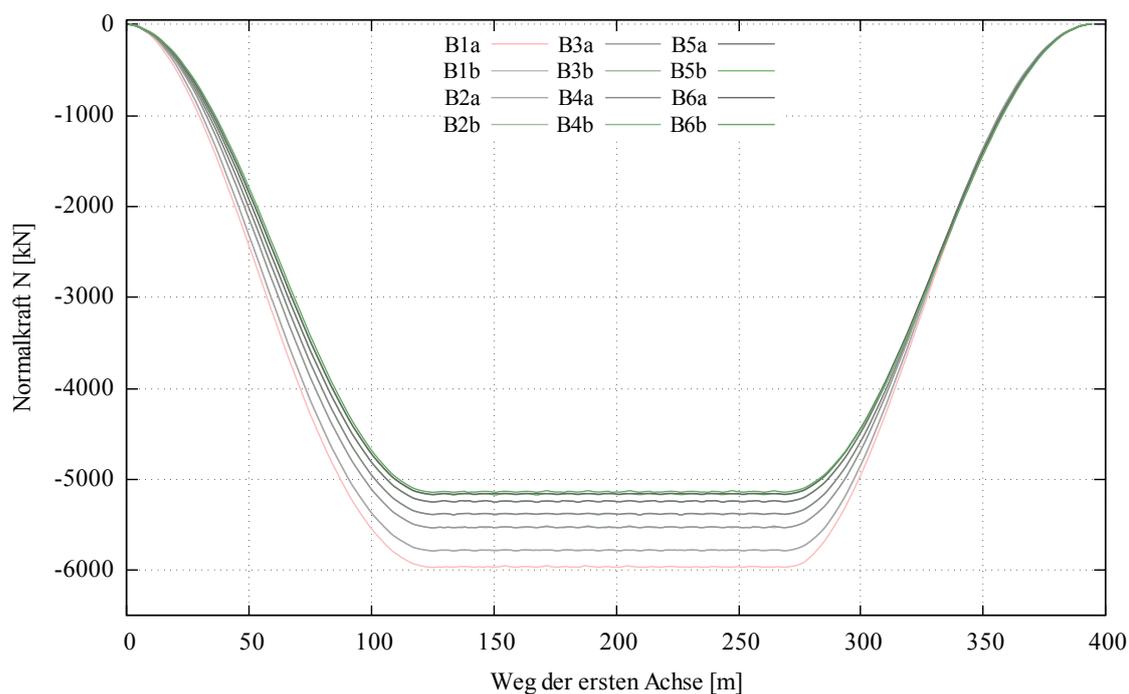
Aufgrund der annähernden Symmetrie des Zugmodells kann man sich hierbei, wie bereits oben erläutert, auf eine Untersuchung der Belastungslinien für die Schnitte in der ersten Brückenhälfte beschränken. Abbildung 6.21 zeigt Belastungslinien für Normalkraft im Bogen infolge von *BZ5*. Ein vergrößerter Ausschnitt findet sich in Abbildung 6.22. Die Belastungslinien für Bogennormalkraft sind von der Form her alle sehr ähnlich: In Bereich I steigt der Wert der Normalkraft an, bis die Brücke vollständig vom Zug belastet ist. Dann bleibt die Normalkraft in Bereich II an allen Schnitten annähernd konstant, bis sie in Bereich III bei allmählichem Verlassen der Brücke wieder abnimmt. Die Bogenschnitte in Brückenmitte weisen niedrigere Druckkräfte auf als die Randschnitte: Zu den Rändern hin ist eine Zunahme der maximalen Bogendruckkraft von ca. 800 kN erkennbar. Das ist darauf zurückzuführen, dass die Druckkräfte im Bogen aus den Zugkräften der Hänger stammen und sich von der Mitte zum Rand hin aufaddieren, siehe Abbildung 6.20. Das erklärt auch, weshalb sich an zwei Schnitten sehr ähnliche Druckkräfte ergeben, wenn diese zwischen den gleichen Anschlüssen liegen, wie man in der Vergrößerung deutlich erkennen kann. Beispielsweise hat der Schnitt rechts von *H3* (Schnitt *B3b*) fast denselben Belastungslinienverlauf wie der Schnitt links von *H4* (Schnitt *B4a*).



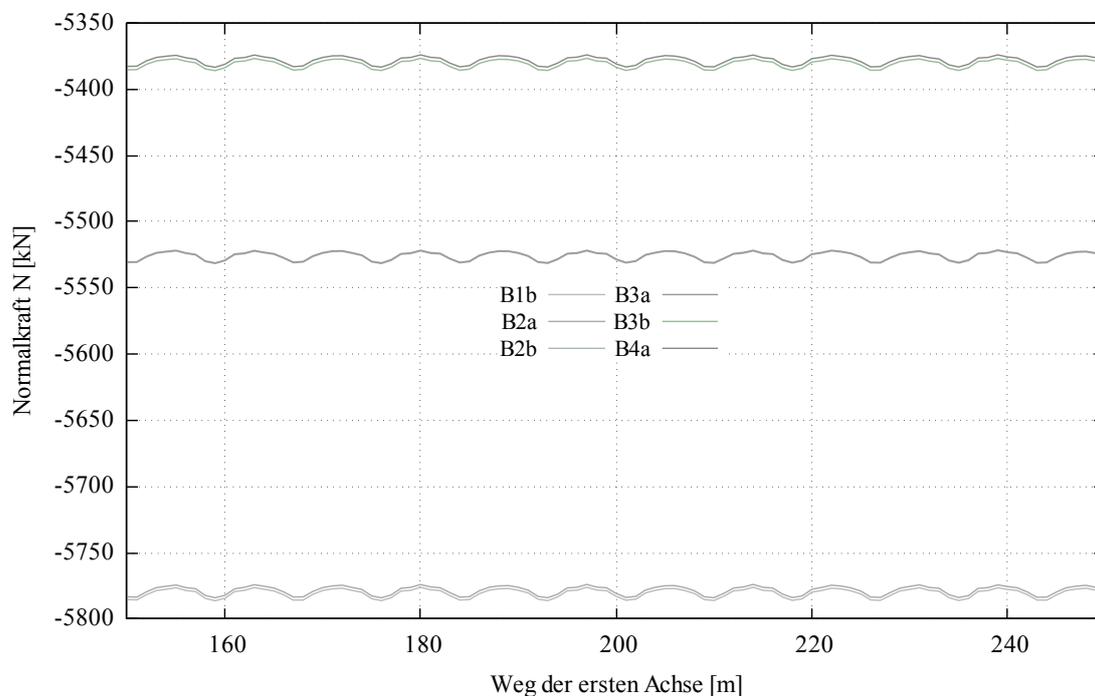
**Abbildung 6.20** : Qualitative Vergrößerung der Normalkräfte  $N$  in Bogen und Versteifungsträger zu den Auflagern hin

*Momente um die starke Achse:*

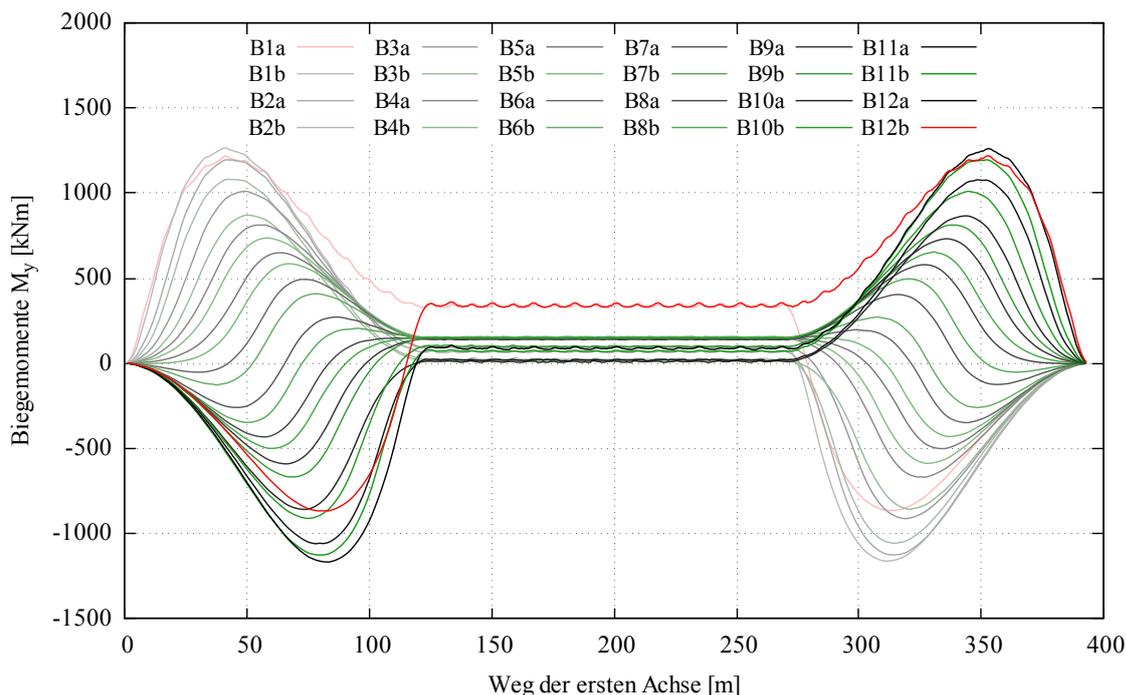
Auch am Biegemoment  $M_y$  im Bogen lässt sich das Tragverhalten des Langerschen Balkens gut erkennen, siehe Abbildung 6.23. Ist die Brücke voll belastet (Bereich II), so tritt im Bogen mit Ausnahme der versteiften Randbereiche praktisch kein Biegemoment um die starke Achse auf; der Bogen wirkt als klassischer Druckgurt. Anders verhält es sich bei asymmetrischer Belastung (Bereich I und Bereich III). Da die Brücke nur teilweise



**Abbildung 6.21** : Belastungslinien für Normalkraft im Bogen an den Schnitten vor und nach den Hängern  $H1$  -  $H6$  der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ5$



**Abbildung 6.22** : Belastungslinien für Normalkraft im Bogen an den Schnitten vor und nach den Hängern  $H1$  -  $H6$  der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ5$ , vergrößerter Ausschnitt



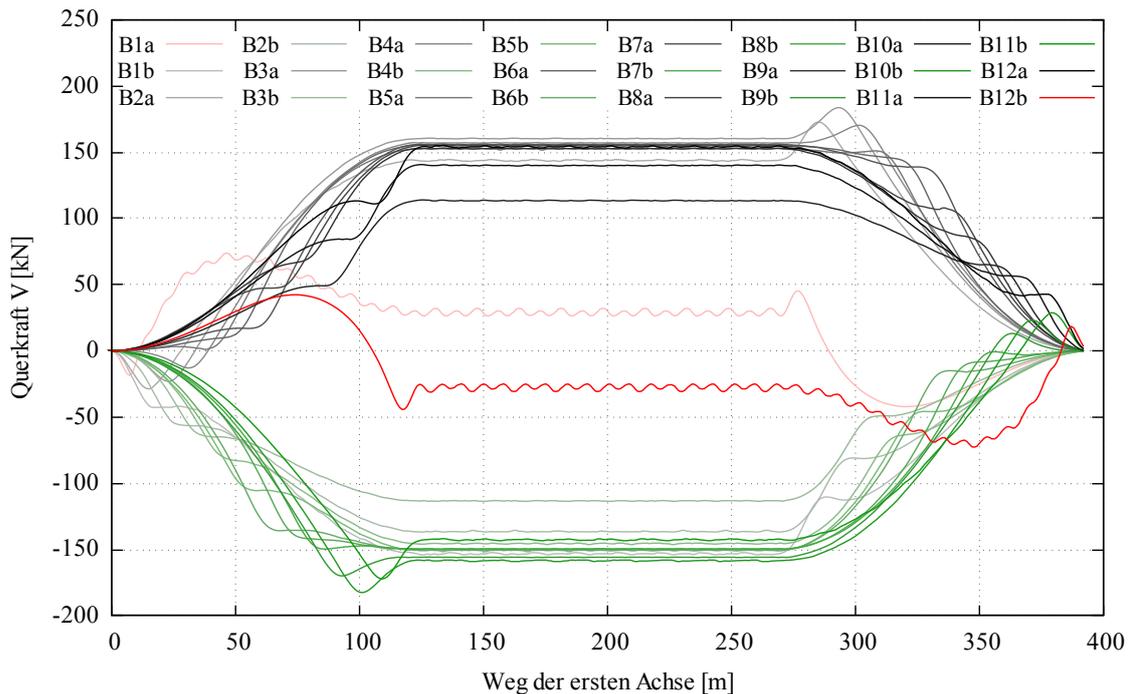
**Abbildung 6.23** : Belastungslinien für Biegemoment  $M_y$  um die starke Bogenachse an den Schnitten vor und nach den Hängern  $H1 - H12$  der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ5$

durch den Zug belastet ist, bildet sich die S-Form aus, und es treten Biegemomente von bis zu 1.267 kNm auf.

*Querkräfte in Richtung der starken Achse:*

Abbildung 6.24 zeigt die Belastungslinien für Bogenquerkraft  $V_z$  in Richtung der starken Achse infolge einer Überfahrt von  $BZ5$ . Erwartungsgemäß wird die Querkraft in Bereich I auf- und in Bereich III abgebaut, da hier die Brücke jeweils nicht voll belastet ist und auch die Hänger eine geringere Normalkraft aufweisen. An den Stellen der vertikalen Lasteinleitung durch die Hänger erfahren die Querkräfte  $V_z$  jeweils einen Vorzeichenwechsel. In Bereich II bleiben die Belastungslinien für Querkräfte  $V_z$  wie auch die für Normalkräfte  $N$  annähernd konstant.

Der stetige Anstieg der Werte für Querkräfte  $V_z$  an den Schnitten jenseits der Hängeranschlüsse wird im Bereich I jeweils von einer Belastungsspitze überlagert, sodass sich entweder ein lokales Maximum oder ein Terrassenpunkt bildet. Dieser Effekt tritt nach Passieren der jeweiligen Anschlussstelle auf. Umgekehrt verhält es sich bei den Schnitten vor den Hängeranschlüssen. Hier wird der stetige Anstieg der Belastungslinien für Querkräfte  $V_z$  von einem Belastungstief überlagert, das sich stets vor dem Passieren der jeweiligen Anschlussstelle befindet. Das lokale überlagernde Maximum findet sich dabei jeweils an der Stelle, an der man im Verlauf der Belastungslinien für Momente  $M_y$  einen



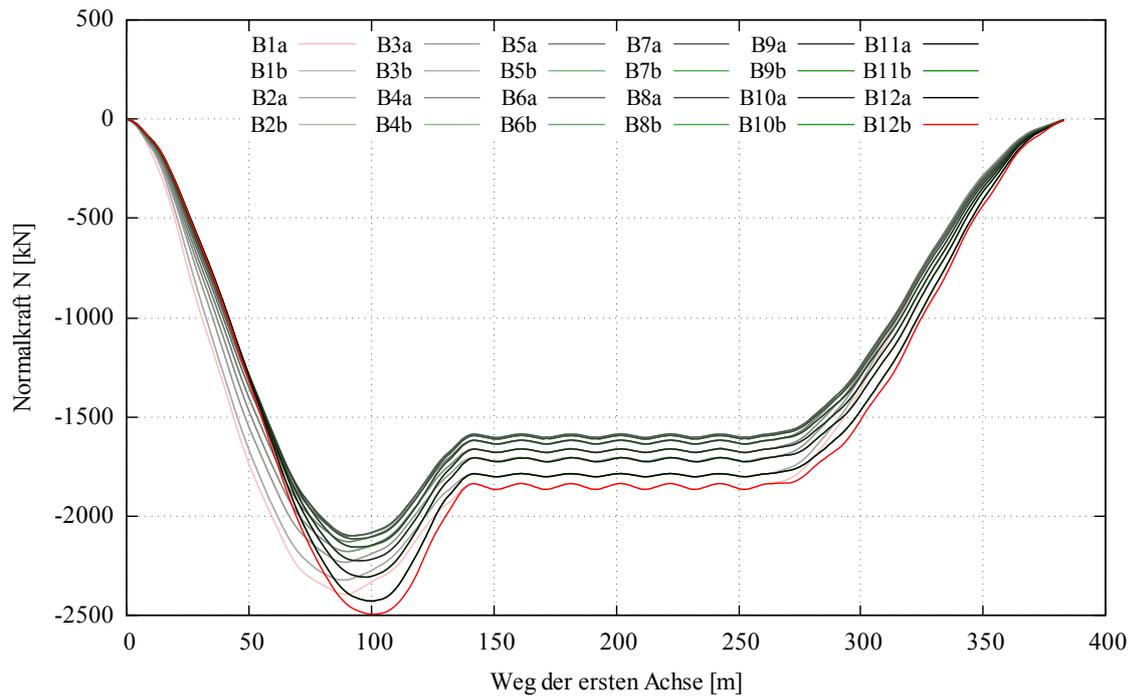
**Abbildung 6.24** : Belastungslinien für Bogenquerkraft  $V_z$  an den Schnitten vor (a) und nach (b) den Hängern  $H1 - H12$  der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ5$

Wendepunkt erkennen kann, der sich auf die Gesamtverformung der Brücke zurückführen lässt. In Bereich III findet man die Anordnung erwartungsgemäß in umgekehrter Form: Die Belastungslinien für Querkraft global gegenüberliegender Schnittstellen sind bei achsensymmetrischen Lastanordnungen jeweils punktsymmetrisch zueinander.

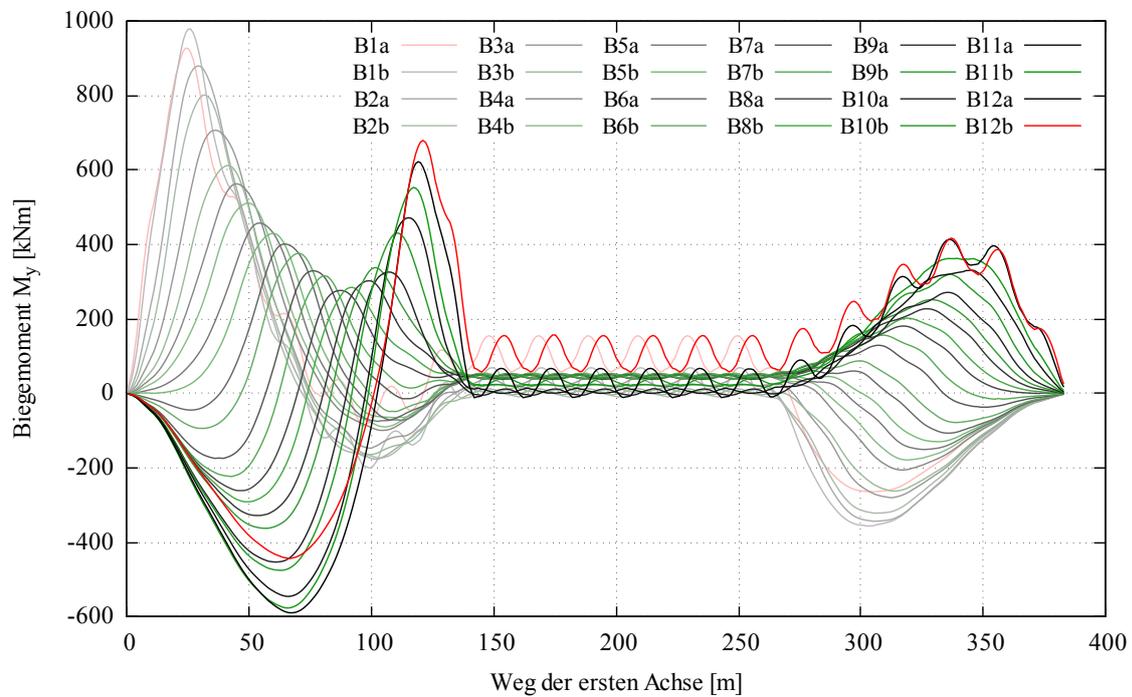
Die Randbereiche, hier in rot dargestellt, sind wieder ein Sonderfall. Hier findet sich die Belastungsspitze wie auch das maximale Moment  $M_y$  an der Lastposition, die durch die Ausbildung der S-Form das maximale Biegemoment  $M_y$  im nah gelegenen Rahmeneck erzeugt. Am Schnitt jenseits des jeweiligen Randhängers ist der Verlauf der Belastungslinie für  $V_z$  dem der innen gelegenen Schnittstellen bereits sehr nah. Der Randeinfluss beschränkt sich also weitgehend auf den Bereich vor dem ersten (bzw. nach dem letzten) Hänger.

### Personenzüge

Auch an den Belastungslinien für die Schnittgrößen  $N$  und  $M_y$  am Bogen infolge von  $BZ1$  (Abbildungen 6.25 und 6.26) ist der Einfluss der Lok deutlich sichtbar. Bei der Einflusslinie für Bogennormalkraft  $N$  entstehen lokale Maxima in den Belastungslinien, kurz bevor die Lok die Brücke verlassen hat. Dieser Effekt tritt bei den am Brückenanfang befindlichen Schnittstellen geringfügig früher auf als bei den weiter hinten gelegenen



**Abbildung 6.25** : Belastungslinien für Normalkraft  $N$  im Bogen an den Schnitten vor und nach den Hängern  $H1$  -  $H12$  der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$



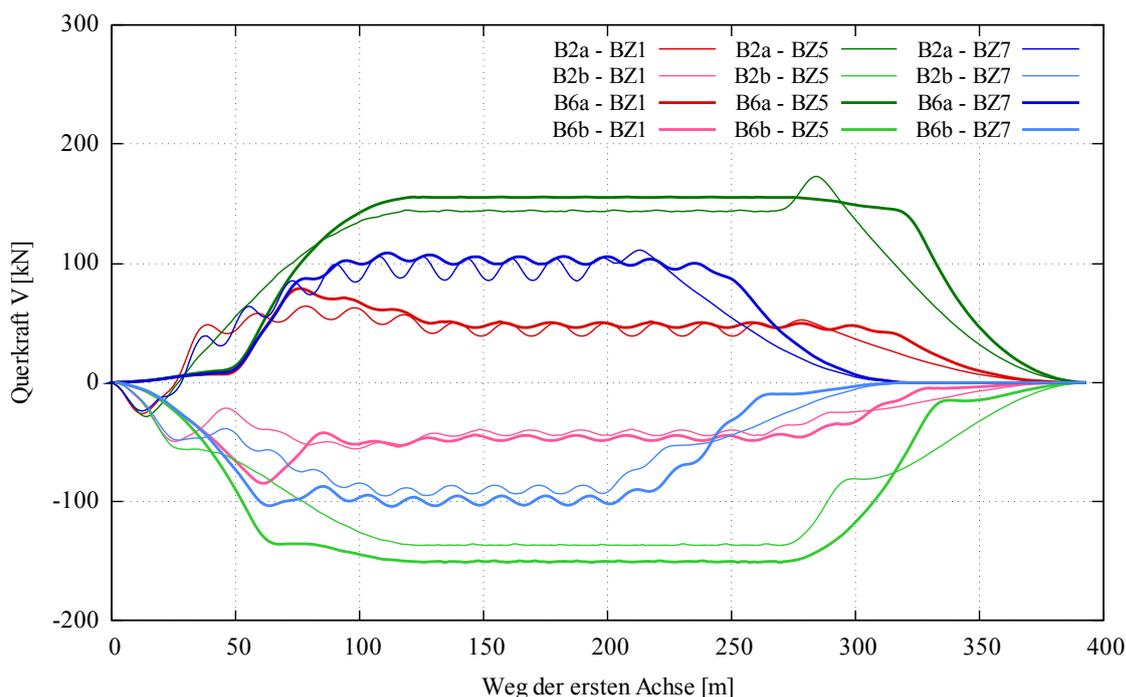
**Abbildung 6.26** : Belastungslinien für Biegemoment  $M_y$  um die starke Bogenachse an den Schnitten vor und nach den Hängern  $H1$  -  $H12$  der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$

Schnittstellen, was – wie auch der leicht erhöhte Betrag zum Brückenende hin – auf eine höhere Gesamtlast kurz vor voller Belastung der Brücke zurückzuführen ist. Anschließend ähnelt die Belastungslinie der von *BZ5* mit geringeren Werten aufgrund des geringeren Zuggewichts.

Ähnlich verhält es sich bei den Belastungslinien für Biegemomente  $M_y$  um die starke Bogenachse. Im Bereich I sind die lokalen Maxima und Minima deutlich stärker ausgeprägt als im Bereich III: Der jeweilige Betrag ist zwar durch die insgesamt geringeren Achslasten niedriger, allerdings sind die Extremwerte schärfer abgegrenzt und es tritt bei allen Momentenbelastungslinien vor dem Eintritt in Bereich II ein zweiter Extremwert mit umgekehrtem Vorzeichen auf. Die Beträge der zuerst auftretenden Extremwerte sind höher, da hier die zweite Brückenhälfte noch unbelastet und die S-Form somit stärker ausgeprägt ist als bei den Laststellungen mit umgekehrten Vorzeichen, bei denen sich die Lok bereits in der zweiten Brückenhälfte befindet. Der Abstand von der ersten bis zur letzten Achse der Lok beträgt rd. 16 m, also befindet sich die Brücke ab rd. 142 m unter annähernd gleichmäßig verteilter Volllast, wie man auch an den Einflusslinien sehen kann. Bereich II weist mit Ausnahme der Randbereiche kaum Biegemomente auf. Die Bereiche II und III der Einflusslinien für Biegemomente  $M_y$  wirken wie skalierte Versionen der in Abbildung 6.23 dargestellten Einflusslinien für Biegemomente  $M_y$  im Bogen infolge einer Überfahrt von *BZ5* mit leicht veränderten Schwingbreiten und Amplituden.

### Vergleich der Zugtypen

Der Vergleich verschiedener Zugtypen erfolgt anhand des Verlaufs der Belastungslinien für Querkräfte  $V_z$  in Richtung der starken Bogenachse. Abbildung 6.27 zeigt die Verläufe dieser Belastungslinien an den Schnitten vor und nach den Hängeranschlüssen von *H2* und *H6* für die Zugtypen *BZ1*, *BZ5* und *BZ7*. Die Werte für die Schnitte vor und nach *H2* steigen früher an als die für die Schnitte vor und nach *H6*, was dem zeitlichen Ablauf der Belastung entspricht. Der bereits oben beschriebene lokale Extremwert, der den stetigen Anstieg der Werte an der Stelle des Momentenwendepunkts überlagert, ist durch den Lokeinfluss bei *BZ1* stärker ausgeprägt als bei den Güterzügen *BZ5* und *BZ7*. Allerdings ist er auch bei *BZ7* schwach sichtbar, da hier die Lok zwar keine höheren Achslasten besitzt, aber im Gegensatz zu den Waggonen über sechs statt vier Achsen verfügt und somit ein höheres Gesamtgewicht hat. In Bereich II, dessen Länge vom betrachteten Zug abhängt, ist die Höhe des Belastungsplateaus vom Streckengewicht der Züge abhängig. Durch die gleichmäßige Verteilung der Achsen bei *BZ5* – die Abstände zwischen der letzten Achse eines Waggonen und der ersten Achse des Folgewaggonen sind mit 4,0 m nicht viel geringer als die Abstände zwischen Achse 3 und Achse 4 desselben Waggonen mit 5,7



**Abbildung 6.27** : Belastungslinien für Bogenquerkraft  $V_z$  an den Schnitten vor (dunkler) und nach (heller) den Anschlüssen der Hänger  $H2$  (dünn) und  $H6$  (dick) infolge der Überfahrten von  $BZ1$  (rot),  $BZ5$  (grün) und  $BZ7$  (blau)

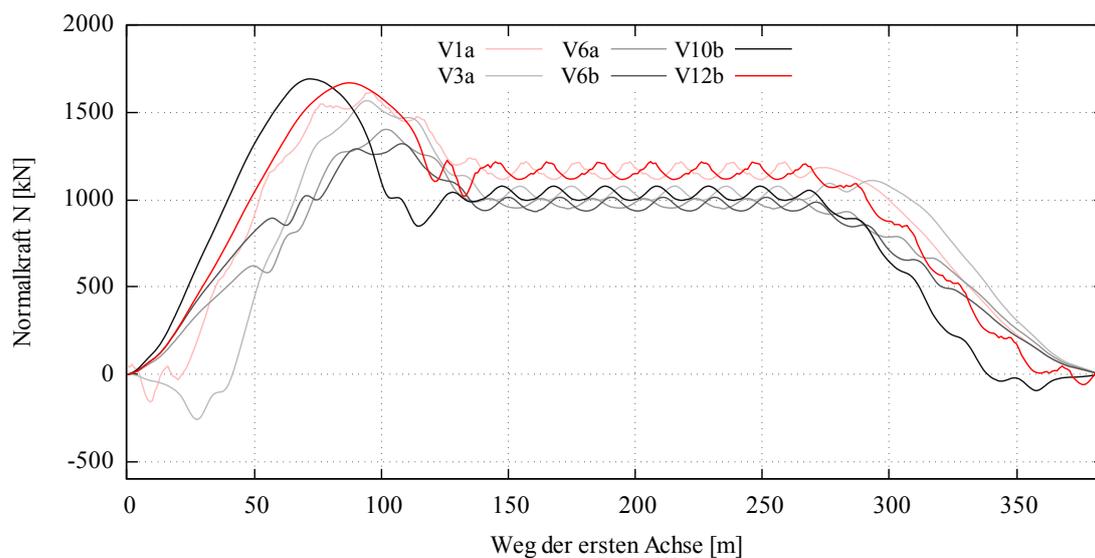
$m$  – stellt sich für diesen Zugtyp ein fast gleichmäßiges Belastungsplateau ein, während bei  $BZ1$  und  $BZ7$  deutliche Schwingenspiele sichtbar sind. Nahe der Hängeranschlüsse von  $H6$  sind die Werte der Belastungslinien gegenüber den Schnitten bei  $H2$  leicht erhöht.

### 6.6.3 Vergleich der Schnittgrößen der Versteifungsträger

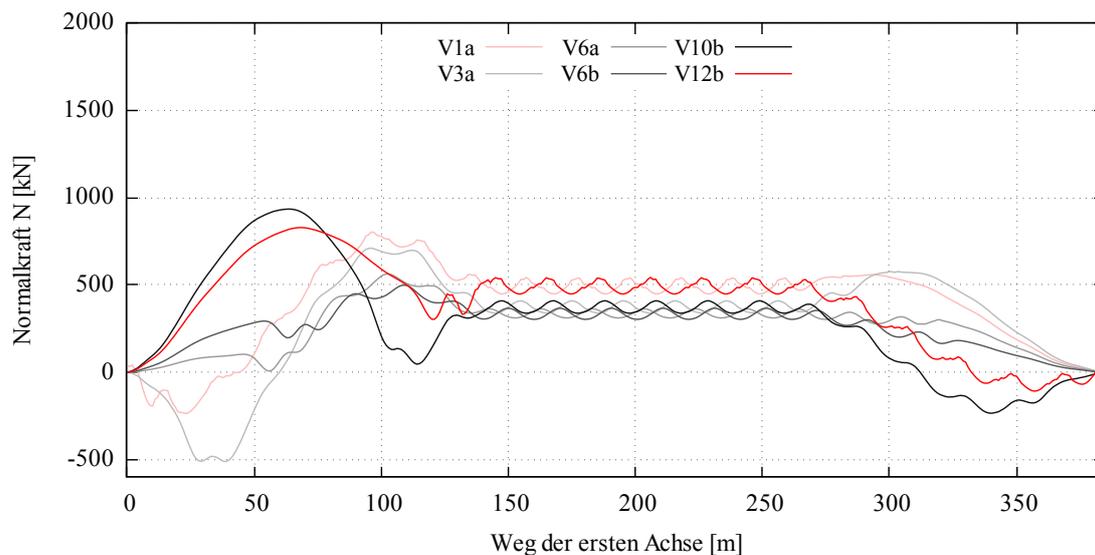
Da nach vorheriger Diskussion der Unterschiede zwischen Belastungslinien aus Personen- und Güterzügen der Vergleich von  $BZ1$  mit  $BZ5$  keine neuen Erkenntnisse bringen würde, wird in diesem Abschnitt auf eine Untersuchung der Belastungslinien infolge annähernd symmetrischer Belastungsbilder verzichtet und nur die Überfahrt des lokgezogenen Personenzuges  $BZ1$  betrachtet. Um den Kraftfluss innerhalb des Systems aus Versteifungsträgern, Querträgern, Längsträgern und Fahrbahn deutlicher zu erfassen, werden die Belastungslinien jeweils für die befahrene und die nicht befahrene Seite untersucht.

*Normalkräfte:*

Unter Volllast (Bereich II) zeigt die Belastungslinie für Normalkraft  $N$  im Versteifungsträger (Abbildung 6.28) an allen betrachteten Schnittstellen eine schwingende Zugkraft, die zu der Druckbeanspruchung im Bogen passt. Die an den Rändern befindlichen Schnittstellen weisen höhere Werte auf, was auch zu den höheren Druckkräften in den Rand-



**Abbildung 6.28** : Belastungslinien für Normalkräfte  $N$  im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern  $H1$  und  $H3$ , vor und nach  $H6$  und nach  $H10$  und  $H12$  der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$



**Abbildung 6.29** : Belastungslinien für Normalkräfte  $N$  im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern  $H1$  und  $H3$ , vor und nach  $H6$  und nach  $H10$  und  $H12$  der nicht befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$

bereichen des Bogens passt. Auf der nicht befahrenen Seite ist das Belastungsniveau in diesem Bereich deutlich niedriger (Abbildung 6.29).

Bemerkenswert sind die Druckkräfte, die im äußeren Viertel der Brücke auf der nicht befahrenen Seite auftreten, wenn diese in  $x$ -Richtung asymmetrisch maximal bis zur Brückenmitte belastet ist. Auf der befahrenen Seite tritt dieser Effekt ebenfalls auf, al-

lerdings beschränkt er sich hier auf einen kürzeren Abschnitt der Belastungslinie, und die Werte im Druckbereich sind deutlich geringer. Erklären lässt sich die Druckkraft durch eine horizontale Lasteinleitung durch Schrägstellung der Hänger, die aus der Verformungsfigur (S-Form) der Brücke bei einseitiger Belastung resultiert. Da auf der nicht befahrenen Seite die diesen Effekt überlagernden Zugkräfte im Versteifungsträger geringer sind, treten dort deutlich größere Drucknormalkräfte auf.

#### *Biegemomente um die starke Achse:*

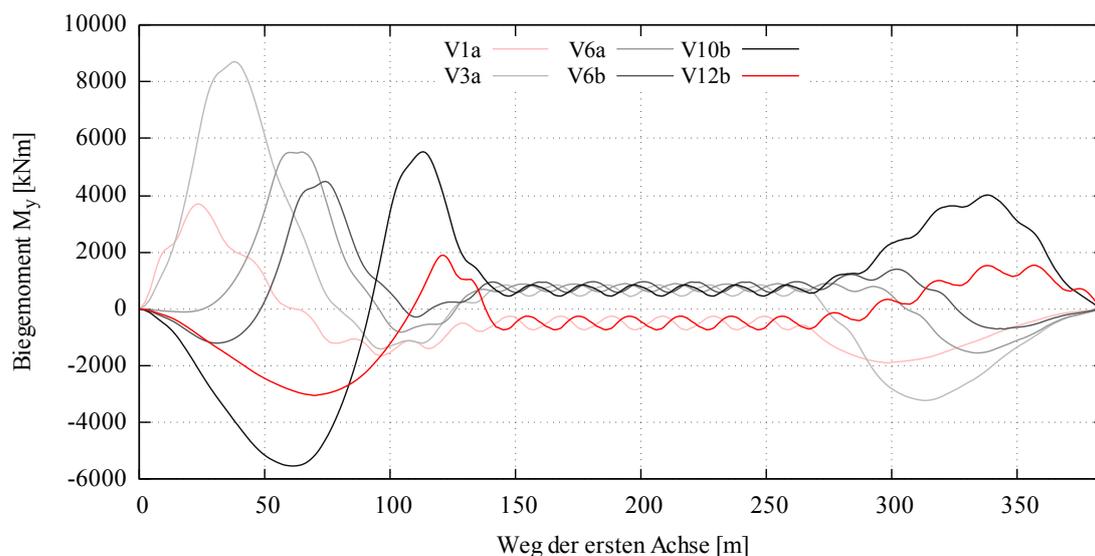
Der Verlauf der Belastungslinien für Biegemomente  $M_y$  um die starke Achse erinnert stark an die entsprechenden Belastungslinien für Bogenbiegemomente (Abbildungen 6.30 und 6.31). Die größten Werte ergeben sich bei maximal ausgeprägter S-Form, wobei sie in Bereich I höhere Werte aufweisen als in Bereich III, was auf das Gewicht der Lok zurückzuführen ist. In Bereich II sind die Biegemomente deutlich geringer; hier dient der Versteifungsträger überwiegend als Zugband.

#### *Querkräfte in Richtung der starken Achse:*

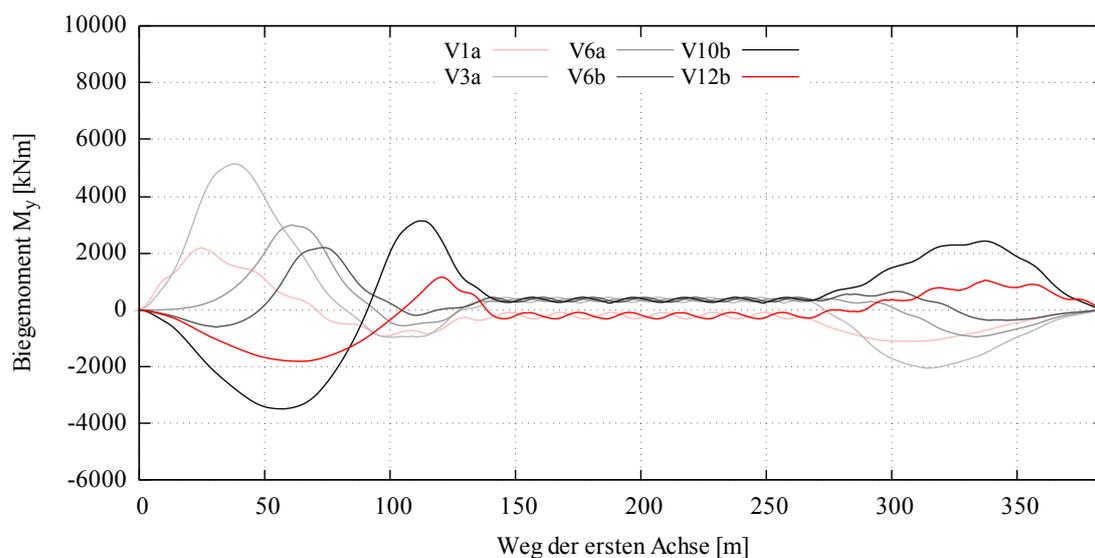
Qualitativ ist der Verlauf der Belastungslinien für Querkraft  $V_z$  auf der befahrenen Seite nahezu identisch mit dem Verlauf auf der nicht befahrenen Seite (Abbildungen 6.32 und 6.33) – ebenso, wie es bei den Belastungslinien für die Biegemomente  $M_y$  der Fall ist. Sie pendeln in Bereich II mit einer Amplitude, die den Abständen zwischen den Achsbündellasten entspricht, um die Nulllinie. In Bereich I führt die einseitige Last zunächst zu starken Ausschlägen in den Belastungslinien der Schnittstellen, die sich etwa an dem  $x$ -Wert der ersten Achse befinden. Passiert diese Hauptlast (Lok) die Schnittstelle, findet ein Vorzeichenwechsel statt. Da sich am Ende des Zuges keine markante Lastspitze befindet, ist dieser Effekt in Bereich III nicht zu beobachten. Es vergrößern sich allerdings auch hier die Werte der Belastungslinien, was auf die Verformung des Gesamttragwerks zurückzuführen ist. Sobald die letzte Achse des Zuges die jeweilige Schnittstelle passiert hat, findet kein erneuter Vorzeichenwechsel mehr statt und die Belastungslinien nehmen zum Brückenende hin stetig ab.

#### *Torsionsmomente:*

Die Belastungslinien für Torsionsmomente  $M_t$  in den Versteifungsträgern pendeln ab dem Passieren der ersten Achse an der jeweiligen Schnittstelle bis zum Passieren der letzten Achse um die Nulllinie (Abbildungen 6.34 und 6.35). Qualitativ entsprechen die Belastungslinien auf der nicht befahrenen Seite einer Spiegelung der Belastungslinien der befahrenen Seite um die Wegachse. Das erklärt sich durch die gegengleiche Torsion der

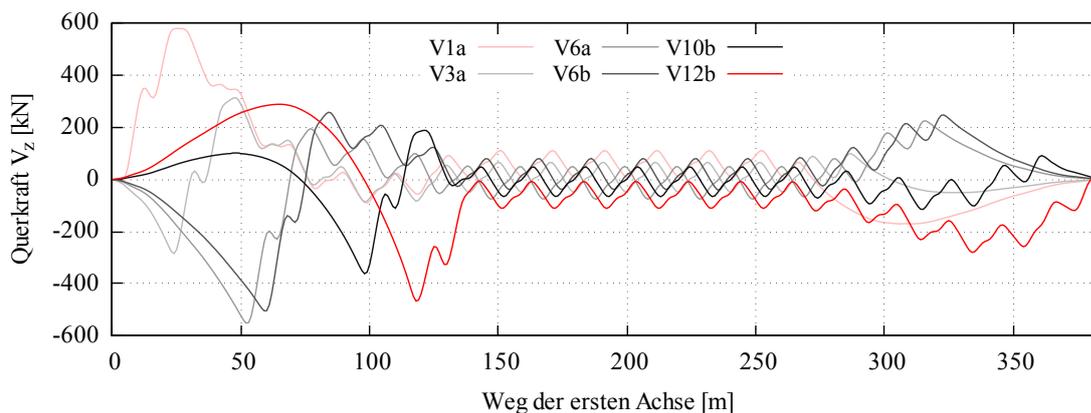


**Abbildung 6.30** : Belastungslinien für Biegemomente  $M_y$  im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern  $H1$  und  $H3$ , vor und nach  $H6$  und nach  $H10$  und  $H12$  der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$

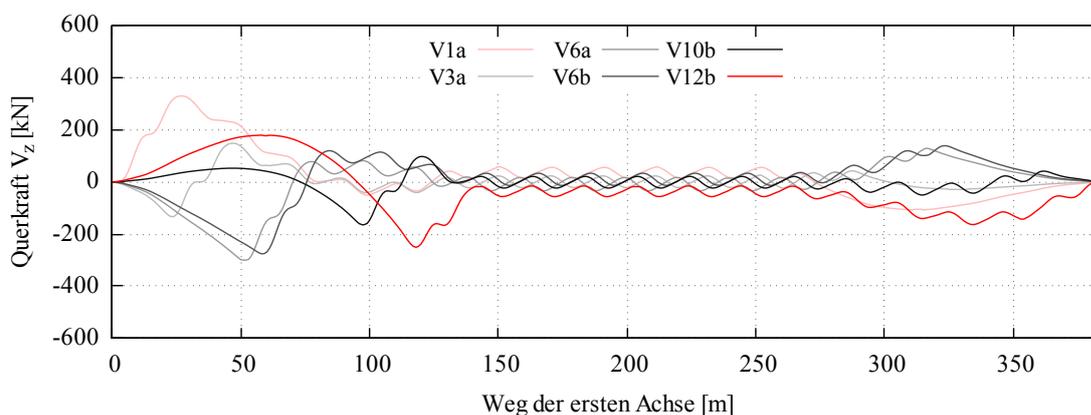


**Abbildung 6.31** : Belastungslinien für Biegemomente  $M_y$  im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern  $H1$  und  $H3$ , vor und nach  $H6$  und nach  $H10$  und  $H12$  der nicht befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$

Versteifungsträger infolge der Lastenleitung durch die Querträger. Ein signifikanter Unterschied zwischen den drei Bereichen einer Überfahrt ist nicht erkennbar, lediglich der Lokeinfluss führt zu Beginn der Pendelbewegung der einzelnen Linien zu einem erhöhten Ausschlag. Während der Pendelbewegung sind hier Zwischenausschläge deutlicher erkennbar als bei den anderen Belastungslinien, an denen der Achsbündelabstand die



**Abbildung 6.32** : Belastungslinien für Querkräfte  $V_z$  im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern  $H1$  und  $H3$ , vor und nach  $H6$  und nach  $H10$  und  $H12$  der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$

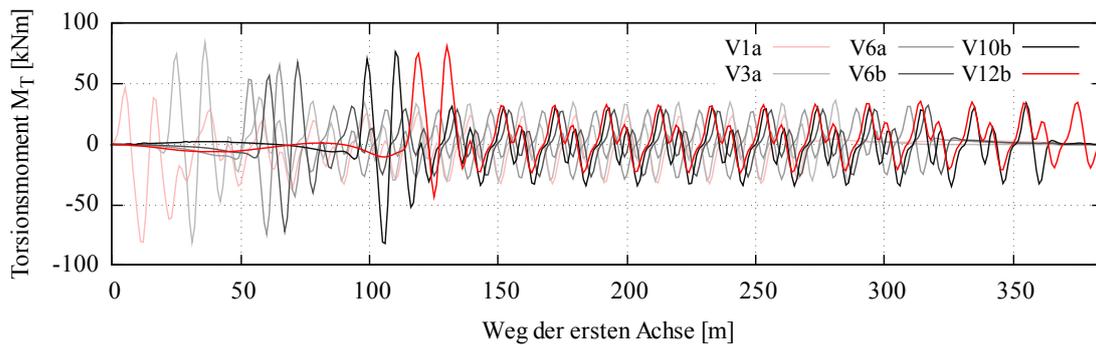


**Abbildung 6.33** : Belastungslinien für Querkräfte  $V_z$  im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern  $H1$  und  $H3$ , vor und nach  $H6$  und nach  $H10$  und  $H12$  der nicht befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$

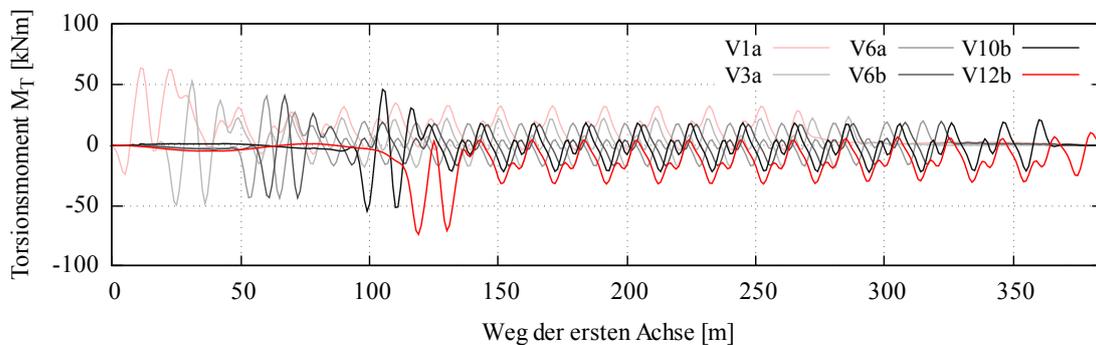
Schwingungsamplitude klar definiert. Die Zwischenauslässe sind auf einen leicht erhöhten Abstand in der Mitte des jeweiligen Achsbündels zu erklären. Insgesamt weisen auch die Belastungslinien für Torsionsmomente für die nicht befahrene Seite durch eine größere Entfernung zur Lasteinleitung niedrigere Werte auf als die für die befahrene Seite.

#### 6.6.4 Zusammenfassung

Entsprechend dem Tragprinzip des Langer'schen Balkens sind die Normalkräfte in allen Bauwerksteilen signifikant und ähneln sich - ungeachtet des Vorzeichens - in ihrer äußeren Form. Die vertikale Last erzeugt Zugkräfte in den Hängern, durch die in den Bögen Druck entsteht. Die Kraftkomponente aus der Hängernormalkraft, die senkrecht



**Abbildung 6.34** : Belastungslinien für Torsionsmomente  $M_t$  im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern  $H1$  und  $H3$ , vor und nach  $H6$  und nach  $H10$  und  $H12$  der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$



**Abbildung 6.35** : Belastungslinien für Torsionsmomente  $M_t$  im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern  $H1$  und  $H3$ , vor und nach  $H6$  und nach  $H10$  und  $H12$  der nicht befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von  $BZ1$

zur Systemlinie des Bogens verläuft, erzeugt dabei im Bogen eine von der Bogenneigung abhängige Querkraft  $V_z$ .

Momente  $M_y$  um die starken Achsen entstehen in diesem System bei allen Hauptkomponenten (Versteifungsträger, Bögen, Hänger) vor allem bei asymmetrischer Lastanordnung, also bei Auf- oder Abfahren (Bereich I bzw. III) eines Zuges, während sie unter Volllast kaum von Bedeutung sind. Es ist allerdings zu beachten, dass das Lastspiel im Laufe einer Zugüberfahrt bei Momenten  $M_y$  wie auch bei den Querkraften  $V_z$  (Bögen, Hänger) jeweils einen Vorzeichenwechsel beinhaltet.

Im Gegensatz zu den bereits genannten Schnittgrößen weisen die Querkraften  $V_z$  sowie die Torsionsmomente  $M_t$  der Versteifungsträger neben dem Hauptlastwechsel auch deutliche Nebenlastwechsel auf, deren Anzahl jeweils der der Achsbündellasten des betreffenden Zuges entspricht und deren Einfluss im Zuge einer Ermüdungsberechnung unbedingt zu prüfen ist. Bei geringeren Bauteillängen oder Hängerabständen kann es auch vorkommen,

dass sogar einzelne Achslasten (und nicht Bündel) separate und relevante Nebenlastwechsel hervorrufen; dies ist im Einzelfall zu prüfen und bei einer Ermüdungsberechnung unbedingt zu berücksichtigen.

Aufgrund der hohen Steifigkeit der vorliegenden Struktur (geschlossene Kastenquerschnitte an den Bögen, Bögen nicht freistehend, hohe Steifigkeit der Fahrbahn) treten bei diesem Bauwerk keinen nennenswerten Momente  $M_z$  um die schwachen Achsen sowie Querkräfte  $V_y$  auf. Auch die Torsionsmomente  $M_t$  spielen mit Ausnahme derer an den Versteifungsträgern nur eine untergeordnete Rolle.

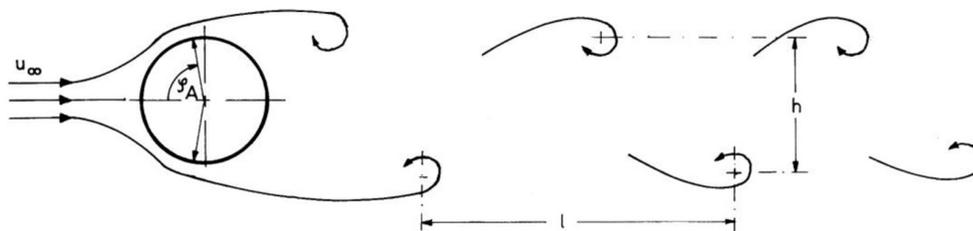
Die Verläufe der Belastungslinien auf der nicht befahrenen Seite sind stets etwas niedriger, entsprechen aber (teilweise mit entgegengesetztem Vorzeichen) dem qualitativen Verlauf der Belastungslinien auf der befahrenen Seite.

Die Unterschiede hinsichtlich der Belastungshöhe sind beim Betrachten unterschiedlicher Züge signifikant, wobei hier nicht die einzelnen Achslasten, sondern die Achsbündellasten ausschlaggebend sind. Bei Zügen mit höheren Achslasten oder einer höheren Achsdichte im Bereich der Lok ist der Einfluss der Lok an der Belastungslinie in Bereich I oft signifikant. Nebenlastwechsel müssen mit Ausnahme der o.g. Fälle weder mit noch ohne Lokeinfluss weiter beachtet werden.

## 7 Windlasten

Neben dynamischen Effekten aus Verkehrsbelastung spielen windinduzierte Schwingungen eine große Rolle für die Ermüdungsfestigkeit der Hängeranschlüsse. Daher wird in diesem Abschnitt kurz darauf eingegangen, durch welche Randbedingungen das Schwingungsverhalten infolge von Windeinwirkung beeinflusst werden kann. An den Hängern von Stabbogenbrücken können verschiedene Arten windinduzierter Schwingungen auftreten. Grundsätzlich ist hierbei zwischen wirbelerregten Schwingungen, Galloping-Schwingungen und Regen-Wind-induzierten Schwingungen zu unterscheiden.

Wirbelerregte Schwingungen entstehen durch periodische Wirbelablösung an der windabgewandten Seite des Hängers (20), siehe Abbildung 7.1. Durch unterschiedliche Querdruckverteilung infolge der Wirbelablösung entstehen alternierende Quertriebslasten. Im ungünstigsten Fall erfolgt der Richtungswechsel dabei in einer Frequenz, die einer Eigenfrequenz des Hängers entspricht, sodass Resonanz entsteht. Wirbelerregte Schwingungen treten unabhängig von der Form des umströmten Körpers auf und sind daher bei der Bemessung sowohl von Rund- als auch von Flachstahlhängern zu berücksichtigen.



**Abbildung 7.1** : Prinzip der Wirbelerregung bei einem Kreisquerschnitt (50)

Eine weitere Form windinduzierter Schwingungen sind Galloping-Schwingungen. Diese treten bei quadratischen oder gedrunenen rechteckigen Querschnitten als Galloping-Biegeschwingungen und bei rechteckigen Querschnitten mit einem größeren Seitenverhältnis als Galloping-Torsionsschwingungen auf. Wie auch bei den wirbelerregten Schwingungen kommt es hier zu Quertriebslasten. In diesem Fall ist die Ursache dafür eine durch schräge Anströmung ungleichmäßige Druck- und Unterdruckverteilung. Der Querschnitt wird durch den Sog aus seiner ursprünglichen Form herausgezogen, bis die Rückstellkräfte überwiegen. Der Anfachungsmechanismus ist schematisch in Abbildung 7.2 dargestellt.

Neben den rein windinduzierten Schwingungen kann es an Rundstahlhängern bei gleichzeitig auftretendem Wind und Regen auch zu Regen-Wind-induzierten Schwingungen

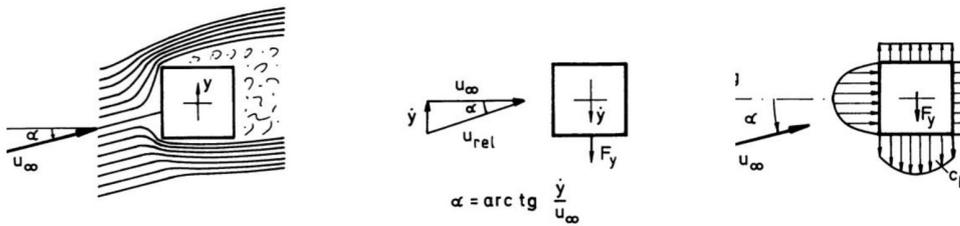


Abbildung 7.2 : Prinzip der Wirbelerregung bei einem Kreisquerschnitt (50)

kommen. Diese Schwingungen sind eine Sonderform der Galloping-Schwingungen, da der sonst aufgrund seiner Symmetrie nicht für Galloping-Schwingungen anfällige Kreisquerschnitt durch ablaufendes Regenwasser in eine für Galloping anfällige Form gebracht wird (20), (44). Da diese Schwingungen durch oszillierende Rinnsale ausschließlich an kreisförmigen Querschnitten hervorgerufen werden, treten sie nur an Rundstahlhängern und Stahlseilen auf und sind für Flachstahlhänger nicht relevant.

<p><b>Verkehr</b> nach DIN EN 1991-2 Lastmodell 71 (Eisenbahnbrücken) bzw. Ermüdungslastmodell 3 (Straßenbrücken) (Theorie II. Ordnung)</p>	<p><b>Ergebnis:</b> <math>\Delta\sigma_{E,2}</math></p>	<p><b>Nachweis:</b> <math>\Delta\sigma_{E,2} + \Delta\sigma_{Wind} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{V_M}</math></p>
<p><b>Wirbelerregte Querschwingungen <math>f &lt; 10</math> Hz</b> Quertriebslast <math>q_{dyn} = c_{lat} \cdot b \cdot \frac{V_{critj}^2}{1600} \cdot \frac{\pi}{\delta} \cdot k_{F,j} \cdot k_{T,j} \cdot k_{H,j}</math> auf <math>24 \cdot d</math> (bzw. <math>24 \cdot b</math>) in den Maxima der Eigenschwingformen <math>f &lt; 10</math> Hz Abminderungen infolge Frequenzen <math>&gt; 7</math> Hz (R3), Turbulenz (R33) bzw. und Häufigkeit (R34) Schnittkräfte nach Theorie II. Ordnung</p>	<p><b>Ergebnis:</b> <math>\Delta\sigma_{Wind, E2}</math></p>	
<p><b>Galloping-Biegeschwingungen</b> Einsetzgeschwindigkeit <math>v_{crit} = \left( \frac{2 \cdot m \cdot \delta}{\rho \cdot d^2} + a_0 \right) \cdot \frac{f \cdot d}{b_0}</math> mindestens <math>v_{crit} = c_0 \cdot f \cdot d</math></p>	<p><b>Nachweis:</b> <math>v_{crit} &gt; 1,25 \cdot v_m</math></p>	
<p><b>Galloping-Torsionsschwingungen</b> Einsetzgeschwindigkeit <math>v_{crit} = \left( \frac{2 \cdot \Theta \cdot \delta}{\rho \cdot d^4} + a_0 \right) \cdot \frac{f}{b_0}</math> mindestens <math>v_{crit} = c_0 \cdot f \cdot d</math></p>	<p><b>Nachweis:</b> <math>v_{crit} &gt; 1,25 \cdot v_m</math></p>	

Abbildung 7.3 : Schwingungsanfällige Zugglieder im Brückenbau; Ablaufschema für rechnerische Nachweise bei Flachstahlhängern (12)

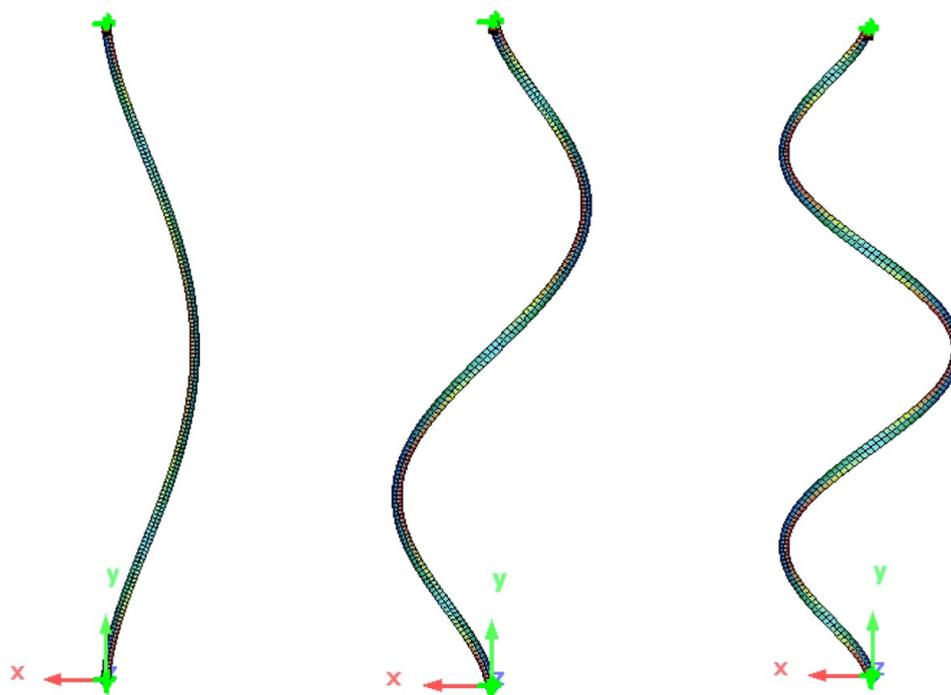
Der Leitfaden zur Bemessung von Hängern an Stabbogenbrücken (12) enthält detaillierte Bemessungsregeln und grenzt den Nachweisumfang für Flachstahlhänger gegenüber Rundstahlhängern ein: Regen-Wind-induzierte Schwingungen sind, wie oben bereits erläutert, für den Schwingungsnachweis an Flachstahlhängern nicht relevant. Ein Nachweis wird hier in Bezug auf wirbelerregte Querschwingungen (bei Eigenfrequenzen von  $f_1 < 10$

Hz), Galloping-Biegeschwingungen (bei einem Seitenverhältnis von  $1,0 \leq b/d \leq 3,0$ ) und Galloping- Torsionsschwingungen (bei einem Seitenverhältnis von  $b/d \leq 3,0$ ) gefordert. Für wirbelerregte Schwingungen hat der Nachweis in Kombination mit Schwingungen aus Verkehr zu erfolgen. Abbildung 7.3 zeigt das in (12) angegebene Nachweisschema.

## 7.1 Biegeeigenfrequenz der Hänger

Beim Nachweis der Hänger gegen Versagen infolge windinduzierter Schwingungen spielt die Eigenfrequenz eine zentrale Rolle. Daher wurden in (48) exemplarisch die Biegeeigenfrequenzen der Hänger *H5* und *H6* des Referenzbauwerks untersucht.

Abbildung 7.4 zeigt die ersten drei Eigenformen an Hänger *H5* des Referenzbauwerks. Für Hänger mit Biegeeigenfrequenzen  $f > 10$  Hz sind im Hinblick auf wirbelerregte Schwingungen keine besonderen Nachweise erforderlich (6). Aufgrund der hohen Eigenfrequenzen der zweiten und dritten Eigenform ist im vorliegenden Fall nur das Schwingen in der ersten Eigenform relevant. Da die Eigenfrequenz mit der Länge der Hänger sinkt, besteht bei Stabbogenbrücken vor allem an den im mittleren Bereich längeren Hängern ein Risiko.



**Abbildung 7.4** : Eigenformen für Schwingung um die starke Achse des Hängers *H5* am Referenzbauwerk. Links: 1. Eigenform, 4,929 Hz; Mitte: 2. Eigenform, 12,246 Hz; rechts: 3. Eigenform, 22,724 Hz (48)

In (48) wurden die Eigenfrequenzen der Hänger *H5* und *H6* des Referenzbauwerks untersucht. Hierfür wurden zuerst mithilfe einer Finite-Elemente-Software Submodelle der Anschlüsse erstellt, um die Anschlussbedingungen in Ersatzfedersteifigkeiten umzurechnen. Anschließend wurden die eigentlichen Hänger mit den so ermittelten Lagerungsbedingungen modelliert und die Eigenformen mit den zugehörigen rechnerischen Eigenfrequenzen bestimmt. Die Zugnormalkraft infolge Eigengewicht und Ausbaulasten wurde dabei mithilfe einer Auflagersenkung simuliert. Wichtig ist bei diesem Verfahren, die Belastung ohne Sicherheitsbeiwert durchzuführen, da es bei Schwingungsberechnungen grundsätzlich nicht darum geht, Werte auf der sicheren Seite zu produzieren, sondern eine möglichst exakte Abbildung des Tragwerksverhaltens anzustreben ist.

**Tabelle 2** : Eigenfrequenzen in z-Richtung (schwache Hängerachse) an den Hängern *H5* und *H6* des Referenzbauwerks

Hänger	Eigenform	Eigenfrequenz, gemessen (2)	Eigenfrequenz, berechnet (48)	Abweichung	Eigenfrequenz, berechnet (2)	Abweichung
<i>H5</i>	1	3,00 Hz	3,06 Hz	1,93 %	3,7 Hz	23,22 %
<i>H5</i>	2	6,18 Hz	6,28 Hz	0,22 %		
<i>H5</i>	3	9,71 Hz	9,83 Hz	1,26 %		
<i>H6</i>	1	2,68 Hz	2,70 Hz	0,75 %	3,2 Hz	19,4 %
<i>H6</i>	2	5,55 Hz	5,56 Hz	0,18 %		
<i>H6</i>	3	8,71 Hz	8,72 Hz	0,11 %		

Die gemessenen Werte für Eigenfrequenzen an den Hängern *H5* und *H6* sind in Tabelle 2 und 3 den Werten aus den Berechnungen von (48) und (2) gegenübergestellt. Das oben beschriebene Verfahren führt für Schwingungen quer zur Bogenebene zu sehr guten Ergebnissen: Die Abweichungen gegenüber den am fertigen Bauwerk gemessenen Schwingungen liegen in z-Richtung (schwache Hänger-Achse) bei (48) unter 2 %. Da im Modell rechnerisch keine Dämpfung angesetzt wurde, kann bei einer solch guten Übereinstimmung davon ausgegangen werden, dass Dämpfungseffekte hier von untergeordneter Bedeutung sind.

Die Abweichungen der berechneten Werte zur Messung sind in y-Richtung (starke Hänger-Achse) etwas höher. Gründe dafür können in einer zu steif angesetzten Lagerung in Brückenlängsrichtung, einer zu gering angesetzten Masse oder auch in Zwängungen infolge Temperaturdehnung oder Fertigungsungenauigkeit liegen. Der Unterschied zur Ge-

**Tabelle 3** : Eigenfrequenzen in y-Richtung (starke Hängerachse) an den Hängern *H5* und *H6* des Referenzbauwerks

Hänger	Eigenform	Eigenfrequenz, gemessen (2)	Eigenfrequenz, berechnet (48)	Abweichung
<i>H5</i>	1	5,31 Hz	5,60 Hz	5,46 %
<i>H5</i>	2	13,00 Hz	13,81 Hz	6,23 %
<i>H5</i>	3	24,09 Hz	25,49 Hz	5,81 %
<i>H6</i>	1	4,74 Hz	4,93 Hz	4,00 %
<i>H6</i>	2	11,61 Hz	12,25 Hz	5,51 %
<i>H6</i>	3	21,55 Hz	22,72 Hz	5,43 %

nauigkeit der in z-Richtung gewonnenen Ergebnisse spricht für die erste Hypothese, da alle anderen Faktoren sich auf die Eigenfrequenzen in y-Richtung ebenso auswirken müssten.

Die in (2) ermittelten Eigenfrequenzen<sup>1</sup> weisen deutlich höhere Abweichungen von den gemessenen Werten auf. Da keine Angaben zum Ermittlungsverfahren für die Eigenfrequenzen gemacht werden, kann über die Ursache dieser Abweichungen nur spekuliert werden. Die deutlich höheren Werte sprechen für einen Fehler bei den Lagerbedingungen, wie zum Beispiel der vereinfachenden Annahme einer starren Einspannung. Eine weitere mögliche Ursache dafür ist eine durch Sicherheitsbeiwerte zu hoch angesetzte Normalkraft in den Hängern, durch die sich in der Berechnung höhere Eigenfrequenzen ergeben.

## 7.2 Reduktion der Schwingungsanfälligkeit

Bereits in der Planungsphase kann auf die Schwingungsanfälligkeit der Hänger Einfluss genommen werden, indem versucht wird, die Eigenfrequenz der Hänger und die Dämpfung zu maximieren.

---

<sup>1</sup>In (2) ist nicht gekennzeichnet, ob es sich um die Eigenfrequenzen um die schwache oder starke Achse der Hänger handelt; es wurde hier nur eine Eigenfrequenz pro Hänger ermittelt. Da die Werte eher zu den Messungen um die schwache Achse passen, wird davon ausgegangen, dass sich die Berechnungen auf diese Richtung beziehen.

Folgende Faktoren beeinflussen die Schwingungsanfälligkeit maßgeblich ((48), (20), (22), (12)):

- Länge der Hänger: Mit wachsender Länge reduzieren sich die Eigenfrequenzen für Biege- und Torsionsschwingungen. Deshalb sind die Hänger in Brückenmitte einem größeren Schwingungsrisiko ausgesetzt als die Hänger im Randbereich.
- Seitenverhältnis  $b/d$ : (48) zeigt einen rechnerischen Anstieg der Eigenfrequenz bei einem Anstieg von  $b$ , wenn  $d$  konstant gehalten wird. (12) empfiehlt ein Verhältnis von  $3,0 \leq b/d \leq 5,0$ , um einerseits Galloping-Biegeschwingungen zu vermeiden und andererseits die Einsetzgeschwindigkeit für Galloping-Torsionsschwingungen nicht zu sehr zu senken. Signifikante Querschwingungen treten nach (20) bereits ab einem Seitenverhältnis von  $b/d = 4$  nicht mehr auf.
- Normalkraft: Zugkräfte erhöhen die Eigenfrequenz. Daher kann ein höheres Eigengewicht der Konstruktion das Schwingungsverhalten positiv beeinflussen. Falls die logistischen und statischen Randbedingungen es zulassen, kann bei der Einbaureihenfolge darauf geachtet werden, innen liegende Hänger möglichst spät einzubauen, um hier keinen negativ gerichteten Spannungsanteil als Resultat des Schweißverzugs zu erhalten.
- Lagerung: Je starrer die Lagerung ist, desto höher wird die Eigenfrequenz. Eine Anschlusskonstruktion, die die freie Länge des Hängers verkürzt, hat somit auch eine positive Wirkung auf das Schwingungsverhalten.
- Ausführung der Hängeranschlüsse: Geschraubte Hängeranschlüsse haben aufgrund von Reibungskräften eine höhere Dämpfung als geschweißte Anschlüsse. Besonders gering ist die Dämpfung bei geschweißten Anschlüssen, wenn die Verbindung zum Haupttragelement über ein um  $90^\circ$  zum Hänger gedrehtes Schottblech erfolgt (20).

Gelingt es nicht, ein kritisches Schwingungsverhalten bereits im Vorfeld auszuschließen, so kann die Schwingungsanfälligkeit am bestehenden Bauwerk durch konstruktive Maßnahmen gesenkt werden. Dies geschieht zum Beispiel durch Schwingungsdämpfer (Flüssigkeitsdämpfer) an den betroffenen Hängern oder Verspannungen der Hänger untereinander.

## Teil III

Widerstand: Berechnung, Modellbildung und  
Konstruktion

## Berechnung, Modellierung und Konstruktion

Im dritten Teil wird die Widerstandsseite betrachtet: Das beinhaltet alle Aspekte der Ausführung, von der Berechnung bis zur Konstruktion.

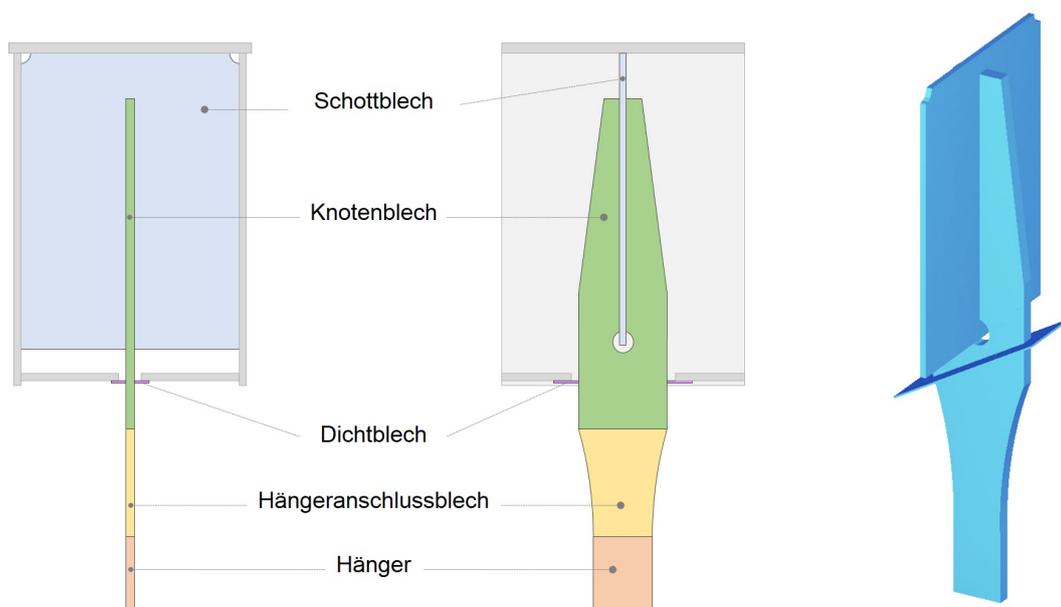
Es werden zunächst verschiedene Möglichkeiten der Hängeranschlussausführung aufgezeigt und kurz diskutiert.

Da bei der Modellierung mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode sehr hohe Rechenkapazitäten erforderlich sind, insbesondere wenn es sich um dynamische Simulationen handelt, werden Konzepte zur Modellierung komplexer Details entwickelt und vorgestellt.

## 8 Hängeranschlusstypen

In der Praxis findet man viele verschiedene Anschlusstypen für Flachstahlhänger an geschlossenen Bögen und Versteifungsträgern (im Folgenden auch als „Haupttragelemente“ bezeichnet). Vier gängige Typen für geschweißte Hängeranschlüsse werden im Folgenden vorgestellt, wobei auf die Vor- und Nachteile jeweils kurz eingegangen wird. Grundlage hierfür ist eine 2015 durchgeführte Expertenbefragung, siehe Anhang B.

### 8.1 Anschlusstyp A



**Abbildung 8.1** : Hängeranschlusstyp A. Links: Querschnitt, Mitte: Längsschnitt, rechts: Isometrie ohne Darstellung des Bogenquerschnitts.

Hängeranschlüsse des Typs A sind innenliegend. Die Kräfte aus dem Hänger werden zunächst vom Hängerblech in der gleichen Ebene über das Hängeranschlussblech in ein Knotenblech übertragen. Anschließend findet die Kraftübertragung im Inneren des Haupttragelements über eine Verschneidung zwischen Knoten- und Schottblech statt. Das Schottblech leitet die Kräfte letztendlich in einen Flansch und die beiden Hohlkastenstege des Haupttragelements. Da das Hängeranschlussblech den dem Hänger zugewandten Flansch durchdringt, muss hier zum Schutz vor Wittereinflüssen und um ein Eindringen von Fremdstoffen zu verhindern eine Abdichtung erfolgen. In der Regel wird dies durch ein

Deckel- bzw. Dichtblech realisiert, dass mit dem Flansch und dem Hängeranschlussblech verschweißt ist. In Abbildung 8.1 findet sich die schematische Darstellung eines Hängeranschlusses von Typ A an einen Bogen mit Dichtblechabschluss.

Besondere Vorteile dieses Anschlussstyps sind die dezente Optik und Witterungsbeständigkeit. Da der Anschluss komplett innenliegend ist, ist er bei sachgemäßer Ausführung gänzlich vor Witterungseinflüssen geschützt.

Durch die Innenlage entstehen jedoch auch Nachteile, da die Zugänglichkeit stark eingeschränkt bzw. nicht vorhanden ist und somit Inspektion und Wartung sowie Reparatur nur unter großem Aufwand möglich sind. Auch ist der Kraftfluss weniger klar als bei anderen Anschlussstypen. Hinsichtlich der Dauerfestigkeit weist der Anschluss einige ungünstige Kerbstellen auf, zum Beispiel an der Ausnehmung des Anschlussblechs sowie an den Schweißnähten des Dichtblechs. Da das Dichtblech v.a. in Brückenlängsrichtung einen nicht vernachlässigbaren Anteil der Spannung aufnimmt, ist außerdem Vorsicht bei der Modellbildung geboten.

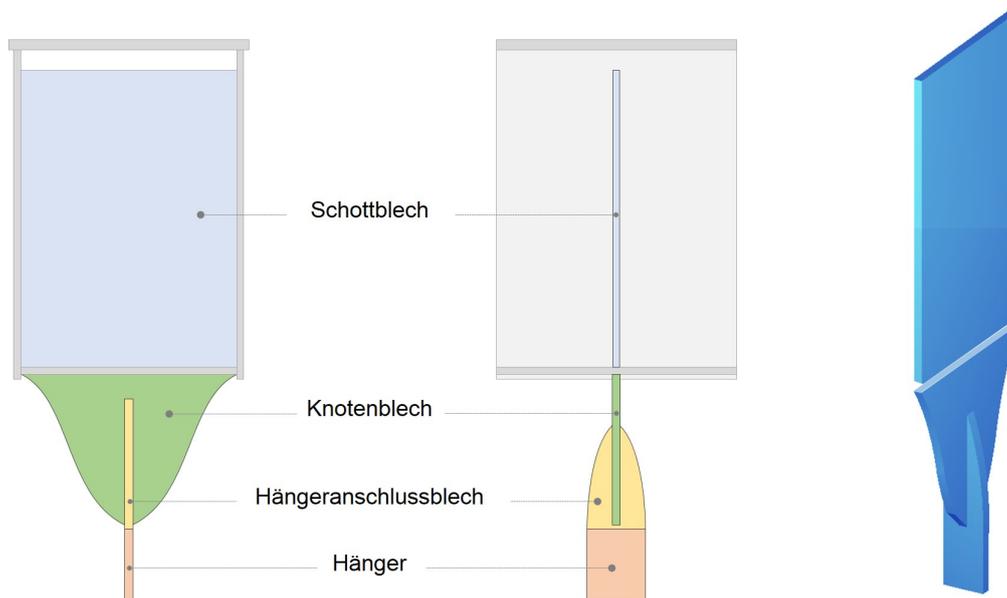
Hängeranschlüsse werden in der Praxis sehr oft in dieser Art ausgeführt, weshalb viele Erfahrungswerte bezüglich dieser Ausführungsform existieren. Auch ist Typ A die einzige Hängeranschlussvariante für Flachstahlhänger, für die in (12) Hinweise zu Konstruktion und ermüdungsrelevanten Details gegeben werden. Dennoch wählte keiner der Teilnehmer der Expertenurfrage (Anhang B) diese Anschlussvariante als die beste Lösung aus. Schätzungen in der Expertenurfrage zufolge ist diese Möglichkeit der Ausführung die kostspieligste.

Anschlussstyp A erhielt in der Expertenurfrage als Summe der durchschnittlichen Noten in den Einzelkategorien die schlechteste Gesamtbewertung.

### **Hängeranschlüsse des Typs A ohne Dichtblech**

Üblicherweise werden Anschlüsse des Typs A mit Dichtblech gefertigt. Alternativ besteht jedoch auch die Möglichkeit, die Durchdringung des Flansches des Haupttragelements mit einer Elastomerabdichtung zu verschließen. Dieses Verfahren wurde erstmals 2013 bei den Hängeranschlüssen der Stabbogenbrücke im Zuge der Saale-Elster-Querung (36) angewandt. Es wird davon ausgegangen, dass die Elastomerabdichtung keinen Einfluss auf die Rotationssteifigkeit des Anschlusses hat. Daher wird hier neben der Variante mit Dichtblech eine Variante ohne statisch wirksames Dichtblech untersucht. Ein etwaiger Einfluss auf die Dämpfung der Hänger durch das Elastomer ist in Abhängigkeit des gewählten Materials für den Einzelfall gesondert zu untersuchen.

## 8.2 Anschlusstyp B



**Abbildung 8.2 :** Hängeranschlusstyp B. Links: Querschnitt, Mitte: Längsschnitt, rechts: Isometrie ohne Darstellung des Bogenquerschnitts.

Bei Hängeranschlüssen des Typs B werden die Hängerkräfte über eine Verschneidung des Hängeranschlussblechs mit dem Knotenblech in das Knotenblech eingeleitet. Das Knotenblech liegt dabei außerhalb des Haupttragelements. Zur Übertragung der Kräfte in den dem Hänger zugewandten Flansch und in die Stege des Haupttragelements ist innen ein Schottblech angeordnet. Die Verbindung zwischen Schottblech und Knotenblech erfolgt über einen Kreuzstoß am Flansch des Haupttragelements. Aus konstruktiven Gründen wird hierbei das Schott-/Hängeranschlussblech von beiden Seiten gestoßen und beidseitig mit dem durchlaufenden Flansch verschweißt. Der Anschlusstyp B in Abbildung 8.2 schematisch für einen Anschluss an den Bogen dargestellt.

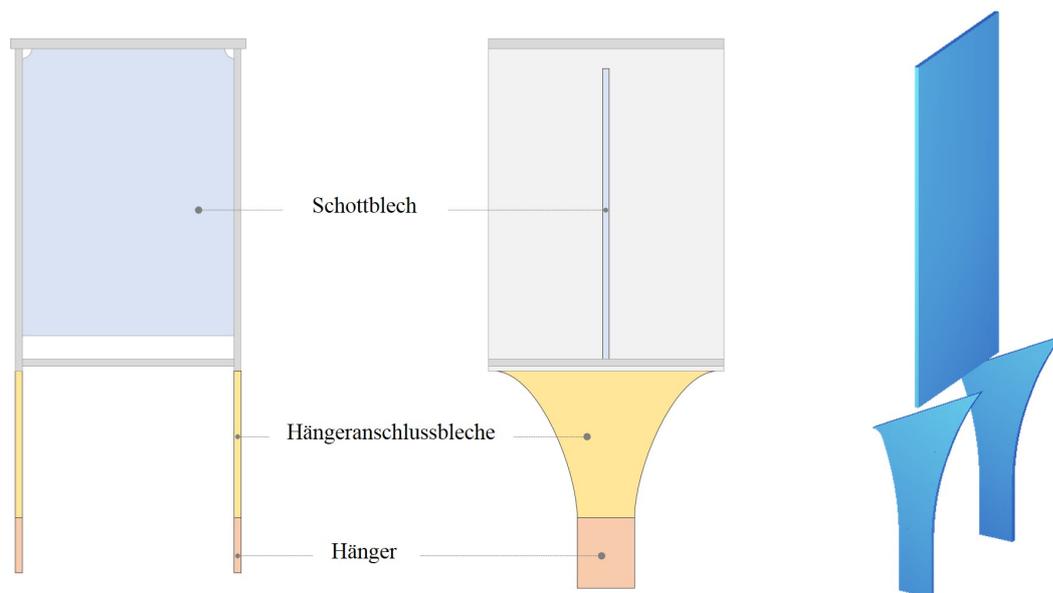
Die Vorteile dieses Anschlusstyps liegen in der guten Modellierbarkeit und im einfachen statischen System mit klarer Lasteinleitung. Da der Anschluss weitgehend außerhalb des Haupttragelements liegt, verfügt er auch über gute Wartungseigenschaften. Durch die einfach gehaltene Geometrie ist der Anschluss nicht nur optisch ansprechend und preiswert herzustellen, sondern besitzt auch wenige relevante Kerbstellen. Lediglich die innenliegende auf Zug belastete Schweißnaht des Schottblechs an den Flansch des Haupttragelements ist ein kritisches, nicht inspizierbares Detail.

Ein Nachteil des Anschlussstyps B liegt nach dem Meinungsbild der Expertenrunde in den geringen Erfahrungswerten.

Hinsichtlich der Schwingungsanfälligkeit sei auf die hohe Rotationskapazität in globaler x-Richtung (starke Hängerachse) oberhalb der Verschneidung hingewiesen. Hierin könnte ein Nachteil liegen, der im Meinungsbild der Expertenrunde allerdings nicht zutage kam.

Insgesamt erhielt Anschlussstyp B bei der Expertenrunde die meisten Stimmen (54 %) für die subjektiv beste Lösung und auch die beste Gesamtbewertung.

### 8.3 Anschlussstyp C



**Abbildung 8.3** : Hängeranschlussstyp C. Links: Querschnitt, Mitte: Längsschnitt, rechts: Isometrie ohne Darstellung des Bogenquerschnitts.

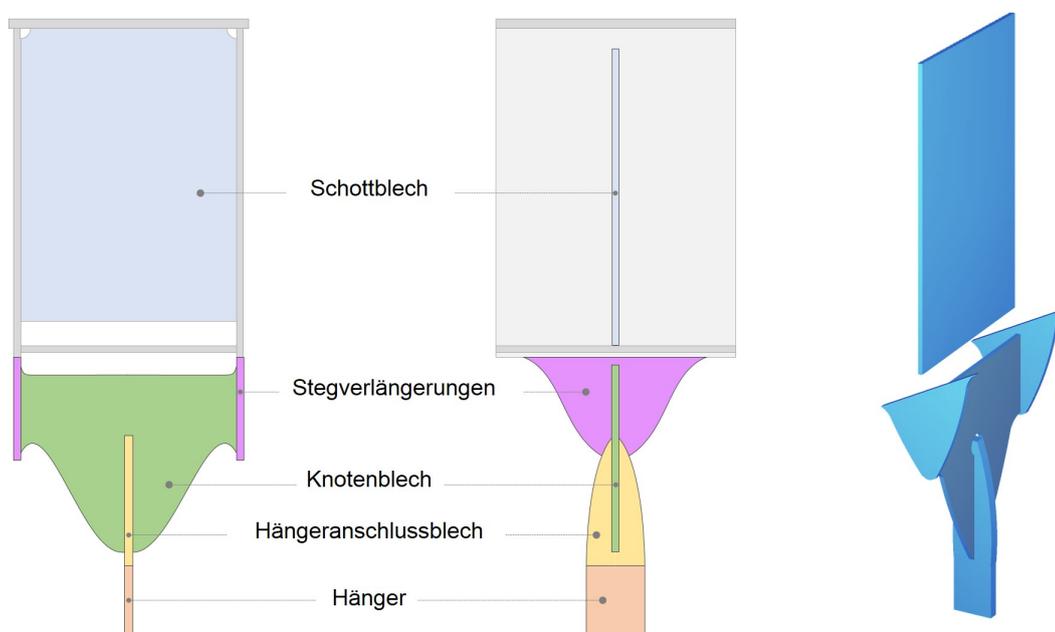
Bei der Verwendung von Anschlussstyp C werden statt eines Hängers zwei Hänger angeschlossen. Die Zwillingshänger laufen parallel zueinander und werden außerhalb des Haupttragelements über Hängeranschlussbleche an dessen Stege angeschlossen. Dadurch findet eine direkte Kraftübertragung in die Stege statt und das Schottblech dient nur noch zur Aussteifung des Haupttragelements. Abbildung 8.3 zeigt schematisch den Anschluss zweier solcher Hänger an einen Bogen.

Durch den geringen Fertigungsaufwand und die gute Zugänglichkeit sowie kaum kritische Kerbstellen hebt sich dieser Hängeranschlusstyp in der Expertenfrage klar positiv hervor.

Allerdings ist zu beachten, dass durch das zeitlich versetzte Anschweißen der beiden Hänger unvermeidlich Zwängungen auftreten. Die Modellierbarkeit des statischen Systems wirkt zunächst simpel. Bei genauerer Betrachtung bleibt allerdings zu erwähnen, dass nicht hinreichend bekannt ist, inwieweit windinduzierte Schwingungen der beiden Zwillingshänger sich gegenseitig beeinflussen, da die Wirbelablösung an dem ersten vom Wind erfassten Hänger die Umströmung des zweiten Hängers verändert. Generell ist durch die dünneren Hängerbleche von einer stark erhöhten Schwingungsanfälligkeit auszugehen, sowohl infolge von Wind als auch infolge des Eisenbahnverkehrs.

Diese Nachteile führen zu einer verhältnismäßig schlechten Gesamtbewertung dieses Anschlusstyps; er liegt hier knapp vor Typ A. Immerhin 15 % der Teilnehmer halten Typ C für die beste Lösung.

## 8.4 Anschlusstyp D



**Abbildung 8.4 :** Hängeranschlusstyp D. Links: Querschnitt, Mitte: Längsschnitt, rechts: Isometrie ohne Darstellung des Bogenquerschnitts.

Der in Abbildung 8.4 schematisch dargestellte Anschlusstyp D vereint Elemente des Typs B mit dem Typ C. Die Hängerkraft wird zunächst in das Hängeranschlussblech und

anschließend über eine Verschneidung in das Knotenblech geleitet. Dieses Knotenblech ist mit zwei Anschlussblechen verbunden, die als direkte Verlängerung an die Stege des Haupttragelements geschweißt sind. Damit liegt auch dieser Anschluss wieder komplett außerhalb des Haupttragelements; das innenliegende Schottblech dient lediglich zur Aussteifung des Haupttragelements.

Der größte Vorteil dieses Anschlusstyps liegt in seiner guten Zugänglichkeit durch die exponierte Lage. Dadurch hat er hinsichtlich Inspizier- und Wartbarkeit hervorragende Eigenschaften. Die weite Auslagerung des Gelenks in Brückenlängsrichtung führt des Weiteren zu einer Verkürzung der Knicklänge (Randhänger) und zu einer höheren Eigenfrequenz des angeschlossenen Hängers, wodurch auch die Schwingungsanfälligkeit herabgesetzt wird.

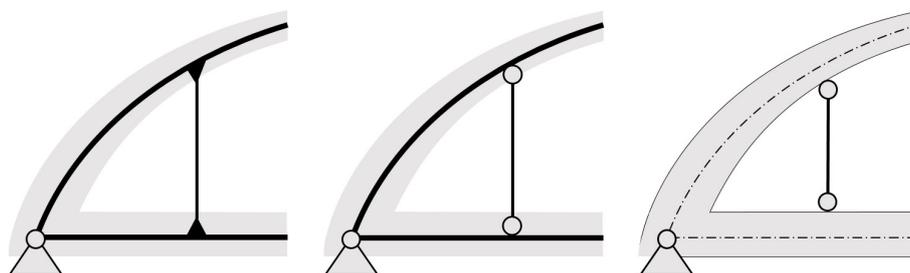
Aufgrund der vielen außenliegenden Winkel und Schweißnähte ergeben sich jedoch viele kritische Kerbstellen und es ist mit einer höheren Witterungsanfälligkeit als bei anderen Anschlusstypen zu rechnen.

Die gut sichtbare Detailausführung wird je nach Auge des Betrachters als optisch reizvoll oder störend empfunden. Die Expertenumfrage hat gezeigt, dass hier sehr kontroverse Meinungen bestehen.

Bei der Frage nach der subjektiv besten Lösung erhielt Typ D 32 % der Stimmen; in der Gesamtbewertung liegt er knapp hinter Typ B.

## 9 Modellbildung für Hängeranschlusstypen

Bei der numerischen Simulation von Gesamtmodellen werden die Hängeranschlüsse von Stabbogenbrücken in der Praxis oft unrealistisch abgebildet, wie in Abbildung 9.1 schematisch dargestellt ist. Dabei werden die Anschlüsse meist vereinfacht als voll biegesteif (links in der Abbildung) oder gelenkig (Mitte und rechts) angesetzt, was zu einer unrealistischen Abbildung des statischen Systems führt. Des Weiteren wird der Anschlusspunkt hierfür in der Regel entweder in der Systemlinie des Haupttragelements oder auf dessen Rand gesetzt, wobei der reale Drehpunkt meist im Bereich zwischen diesen beiden Annahmen liegt. Bei der statischen, vor allem aber der dynamischen Simulation kann dies zu folgenschweren Fehleinschätzungen des Tragverhaltens führen. Neben den möglichen Risiken durch eine Kalkulation auf der unsicheren Seite sind durch die Steifigkeit eines Anschlusses und die Dämpfung des Hängers sowie eine korrekt angesetzte Hängerslänge auch positive Auswirkungen auf die Trageigenschaften und Schwingungsanfälligkeit der Brücke denkbar.



**Abbildung 9.1** : Gängige Vereinfachungen bei der numerischen Modellierung von Hängeranschlüssen.

Für eine einfache und dennoch realitätsnahe Modellierung der Anschlussdetails sind typisierte Anschlussmodelle wünschenswert. Dies erhöht nicht nur die Wirtschaftlichkeit der Berechnung, sondern macht auch volldynamische Simulationen von Zugüberfahrten am Gesamtsystem mit heute üblichen Rechnerkapazitäten für den Tragwerksplaner möglich. Daher wird die Rotationssteifigkeit der vier bereits beschriebenen Anschlusstypen (Kapitel 8.1 bis 8.4) im Folgenden genauer untersucht.

### 9.1 Vorgehensweise

Die Vorgehensweise ist für alle Anschlusstypen gleich: Es wird zunächst ein detailliertes Finite-Elemente-Modell des jeweiligen Anschlusses erstellt, das aus Schalenelementen

besteht und alle relevanten geometrischen Details enthält. Die Ränder für den Detailausschnitt folgen dabei stets den in Kapitel 6 gewählten Auswertungsschnitten zur Ermittlung der Schnittgrößen in der Nähe der Hängeranschlüsse. Dieses sehr genaue Submodell wird an den Rändern mit fiktiven Kräften belastet, die auf Basis der in Kapitel 6 ermittelten Schnittgrößen gewählt wurden. Um eine gute Vergleichbarkeit des Verhaltens der einzelnen Anschlüsse zu gewährleisten, erfolgt die Belastung für alle Modelle mit den gleichen Lastfallkombinationen, siehe Kapitel 9.1.2.

Anschließend wird in einem Stabwerksprogramm ein stark vereinfachter Anschluss erstellt, wobei eine sinnvolle Abschätzung der anzusetzenden Exzentrizitäten und Ersatzsteifigkeiten erfolgt.

Diese zwei Modelle werden für jeden Anschlusstyp an verschiedenen Anschlusspositionen nach Schnittgrößen sowie Verformungen ausgewertet, wobei die Berechnung stets nach Theorie II. Ordnung erfolgt. Durch wiederholten Vergleich der Schnittkraftverläufe sowie der Verformung (Weg und Drehung) an den Schnittständen und entsprechende Modifikationen wird das vereinfachte Modell iterativ angepasst. Komplexe Kraftübertragungsmechanismen im Anschluss selber werden dabei durch abschnittsweise definierte Stabsteifigkeiten und Ersatzfedern abgebildet. Ziel ist dabei, das Schalenmodell in ein Ersatzmodell zu überführen, das in einem Stabwerksprogramm mit geringem Aufwand erstellbar ist und dabei einen hohen Genauigkeitsgrad zur Abbildung des tatsächlichen Tragverhaltens liefert.

Es kommen meist verschiedene Möglichkeiten der Modellierung infrage, weshalb hier bei gleicher Belastung wie im Schalenmodell verglichen wird, welche Variante bei möglichst geringem Aufwand die besten Ergebnisse liefert. Der Vergleich erfolgt anhand der sich einstellenden Schnittkraftverläufe und anhand von Verschiebungen und Verdrehungen.

Nachdem die Wahl auf eine Modellierungsvariante gefallen ist, erfolgt eine Kalibrierung des Modells mithilfe von Steifigkeitsfaktoren und veränderlichen Feder- oder Stabsteifigkeiten. Hierdurch werden Effekte erfasst, die im Stabwerksmodell nur schwer abzubilden sind, zum Beispiel der Einfluss der Schottblechbreite auf die Rotationskapazität bei Anschlusstyp A. Falls sich die jeweiligen Steifigkeitsfaktoren nicht direkt per Faustformel aus den Anschlussdimensionen ermitteln lassen, wie es beispielsweise bei komplexen Interaktionen im Falle von Verschneidungen der Fall ist, werden tabellarisierte Steifigkeitsfaktoren bzw. Steifigkeitsdiagramme zur Verfügung gestellt.

### 9.1.1 Anschlusspositionen

Für die detaillierte Betrachtung der einzelnen Anschlüsse werden die in Abbildung 4.2 dargestellten Anschlusspositionen 1, 4 und 6 ausgewählt, womit Anschlusswinkel zwischen  $2,92^\circ$  und  $29,28^\circ$  erfasst sind, wobei der Anschlusswinkel der Position 4 mit  $14,24^\circ$  etwa den Mittelwert bildet.

### 9.1.2 Belastung

Um Effekte aus einer Belastung in realitätsnaher Höhe zu erfassen, werden drei Lastfälle in Anlehnung an die maximalen Schnittgrößen aus Verkehrslast (vgl. Teil II) generiert, siehe auch (47). Da eine Überfahrt des *BZ5* zu den höchsten Schnittgrößen führt, werden Einzellastfälle aus dessen Überfahrt zu drei Gesamtlastfällen zusammengefasst, wobei jeweils ein Lastfall mit maximaler Normalkraft („N“), ein Lastfall mit maximalen Querkräften („V“) und ein Lastfall mit maximalen Momenten („M“) entstehen, siehe Tabelle 4.

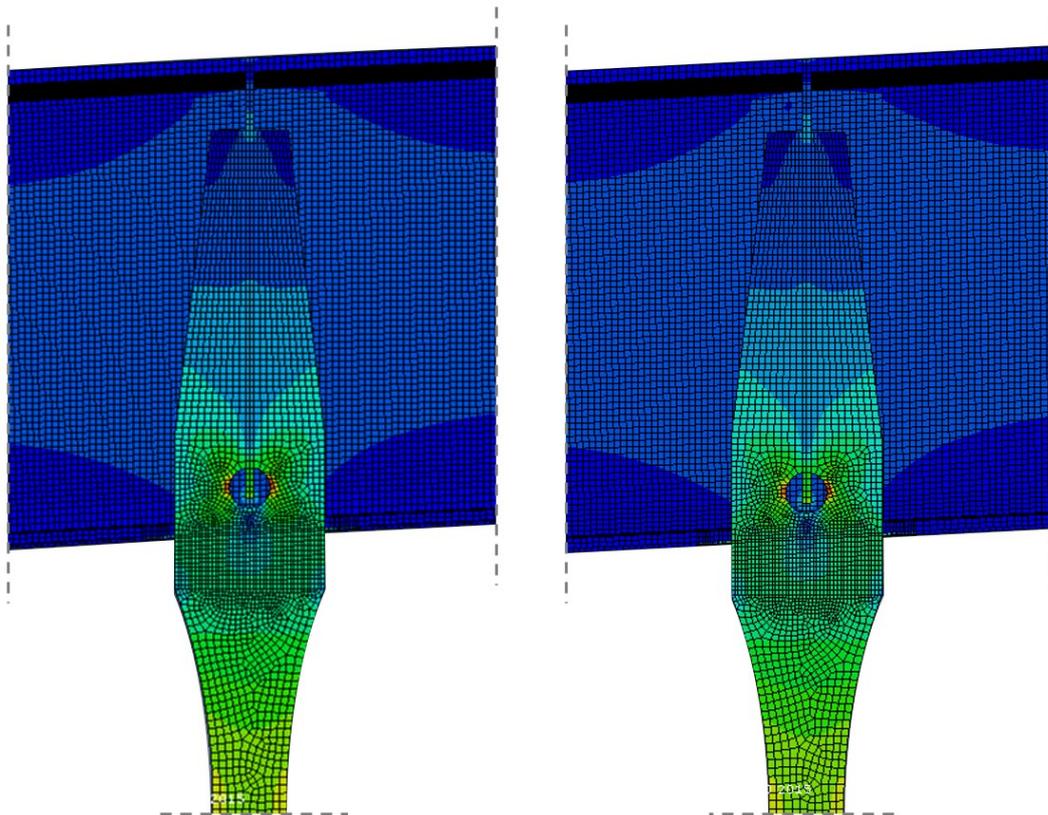
**Tabelle 4** : Generierte Mischlastfälle für die Herleitung der Hängeranschlussmodelle (47)

Lastfall	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	M <sub>y</sub> [kN]	M <sub>z</sub> [kN]
N	1483,18	0,23	2,10	10,24	-0,22
V	1061,96	0,39	29,06	4,12	-0,15
M	1437,48	0,27	4,21	10,96	-0,25

### 9.1.3 Einfluss der Bogenkrümmung

Vor der konkreten Betrachtung eines Anschlussdetails wird der Einfluss der Bogenkrümmung auf die lokale Spannungsverteilung im Hängeranschlussbereich anhand eines Volumenmodells untersucht. Hierzu wird ein Submodell des Anschlusses von Hänger 6 des Referenzobjekts mit Bogenkrümmung modelliert und einem identischen Anschlussmodell ohne Bogenkrümmung gegenübergestellt. Der Vergleich erfolgt anhand reiner Hängernormalkraft, da dies die hierfür relevante Schnittgröße ist.

In Abbildung 9.2 sind die Spannungsverläufe dieser Modelle qualitativ gegenübergestellt. Die Abweichung der von-Mises-Spannungen liegt im Bereich von unter 0,5 %. Daher wird in allen folgenden Berechnungen auf eine Modellierung der Bogenkrümmung verzichtet.



**Abbildung 9.2** : Von-Mises-Spannungen an einem Schnitt durch einen Hängeranschluss unter Hänger-  
normalkraft unter Berücksichtigung (links) bzw. Vernachlässigung (rechts) der Bogenkrümmung

## 9.2 Anschlusskatalog

Im Folgenden werden Modellierungsvorschläge für die o.g. Hängeranschlussvarianten als vereinfachte Stabwerksmodelle unter Berücksichtigung der jeweiligen Anschlusssteifigkeit und Rotationskapazität vorgestellt. Die Biegesteifigkeiten  $EI_1$  und  $EI_2$  beziehen sich dabei jeweils auf den Bogenabschnitt vor bzw. nach dem Hängeranschluss.  $EI_3$  bezeichnet die Steifigkeit des Hängerblechs. Die Steifigkeiten  $EI_1, EI_2$  und  $EI_3$  sind demnach von der Art der Anschlussmodellierung nicht betroffen und werden nicht näher behandelt.

Die geometrischen Angaben beziehen sich teilweise allgemein auf ein Haupttragelement und teilweise auf den Bogen bzw. Versteifungsträger im Speziellen. Maßangaben sind in Einzelfällen nur explizit für Bogenabmessungen angegeben; hier sind bei der Verwendung für Hängeranschlüsse am Versteifungsträger die Angaben „unten, Unterkante und Unterflansch“ durch „oben, Oberkante und Oberflansch“ zu ersetzen.

### 9.2.1 Anschlusstyp A mit Dichtblech

Die optimale Art, Anschlüsse vom Typ A mit Dichtblech zu vereinfachen, enthält zwei Steifigkeitsabschnitte, von denen einer eine linear veränderliche Steifigkeit aufweist. Der komplexe Kräfteverlauf im Inneren des Kastenquerschnitts wird über eine mit einem Steifigkeitsfaktor beaufschlagte Drehfeder abgebildet. Daher erfolgt für diesen Bereich eine starre Kopplung senkrecht von der Systemlinie des Bogens zur Unterkante des Dichtblechs. Im Falle des Anschlusses an einen Versteifungsträger erfolgt die starre Kopplung senkrecht von dessen Systemlinie zur Oberkante des Dichtblechs.

Abbildung 9.3 zeigt die Anordnung der Komponenten für Anschlusstyp A mit Dichtblech. Die erforderlichen Querschnittswerte sind wie folgt zu ermitteln:

- $EI_4$ : Steifigkeit, die sich aus Breite und Dicke des Knotenblechs (ungestörter Querschnitt) ergibt.
- $EI_5$ : Steifigkeit, die sich aus Breite und Dicke des Hängeranschlussblechs ergibt, wobei eine lineare Voutung angenommen wird.
- $c_{\phi,a}$ : Ersatztorsionsfedersteifigkeit in Abhängigkeit von Breite und Dicke des Schottblechs;  $c_{\phi,a}$  ist Abbildung 9.4 zu entnehmen.
- $k_a$ : Steifigkeitsfaktor für die Ersatzdrehfeder zur Berücksichtigung der Einflüsse aus Schottblechdicke, Dichtblechdicke und Neigung des Haupttragelements.  $k_a$  ist den Abbildungen 9.5 bis 9.9 zu entnehmen.

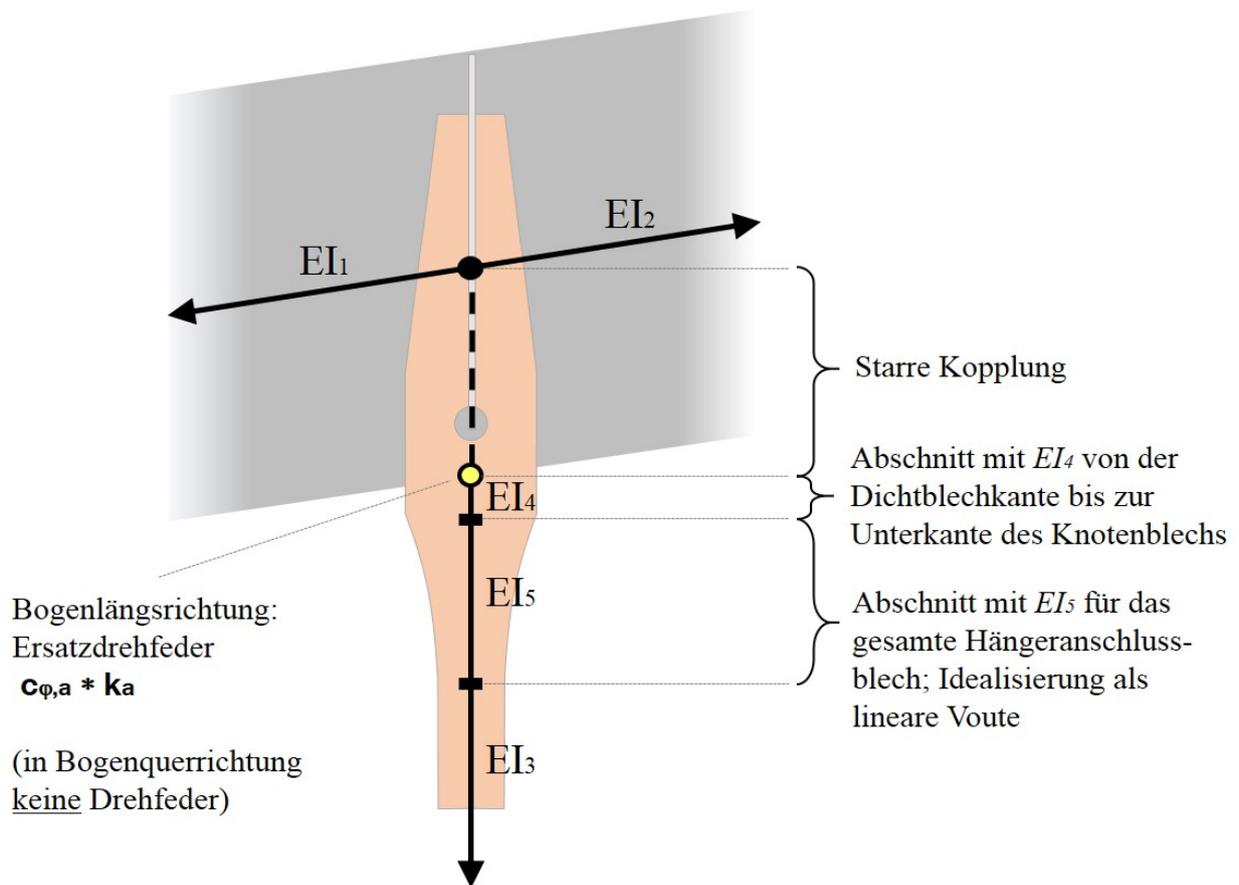


Abbildung 9.3 : Vereinfachte Modellierung eines Hängeranschlusses des Typs A mit Dichtblech

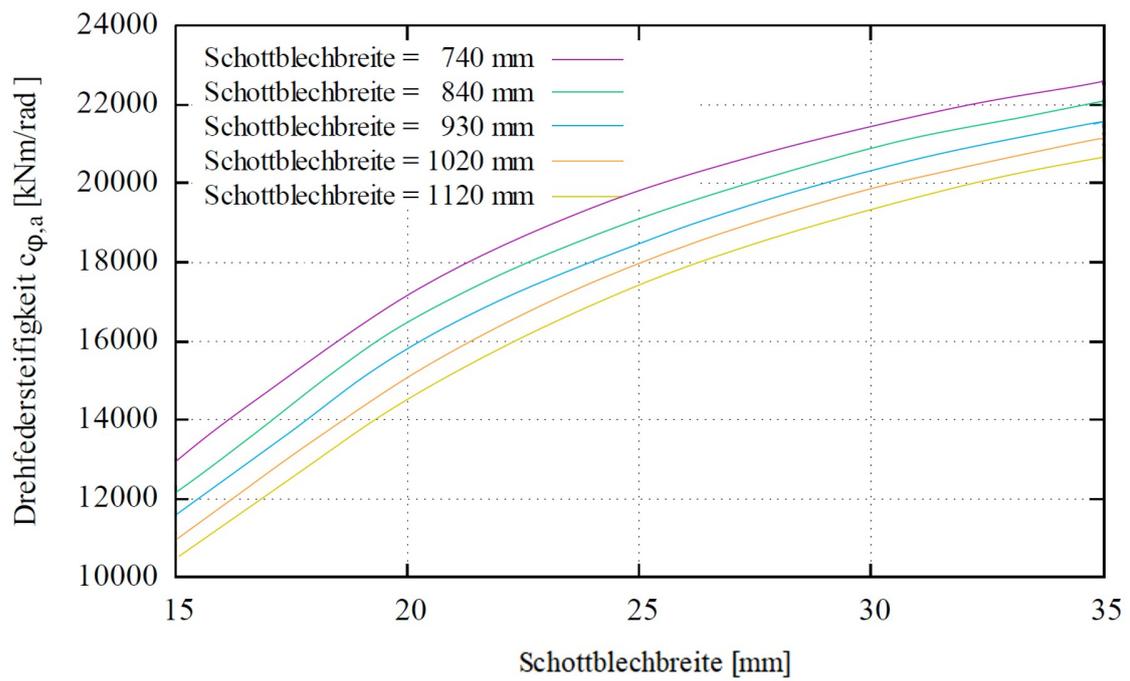


Abbildung 9.4 : Drehfedersteifigkeit der Ersatzfeder  $c_a$

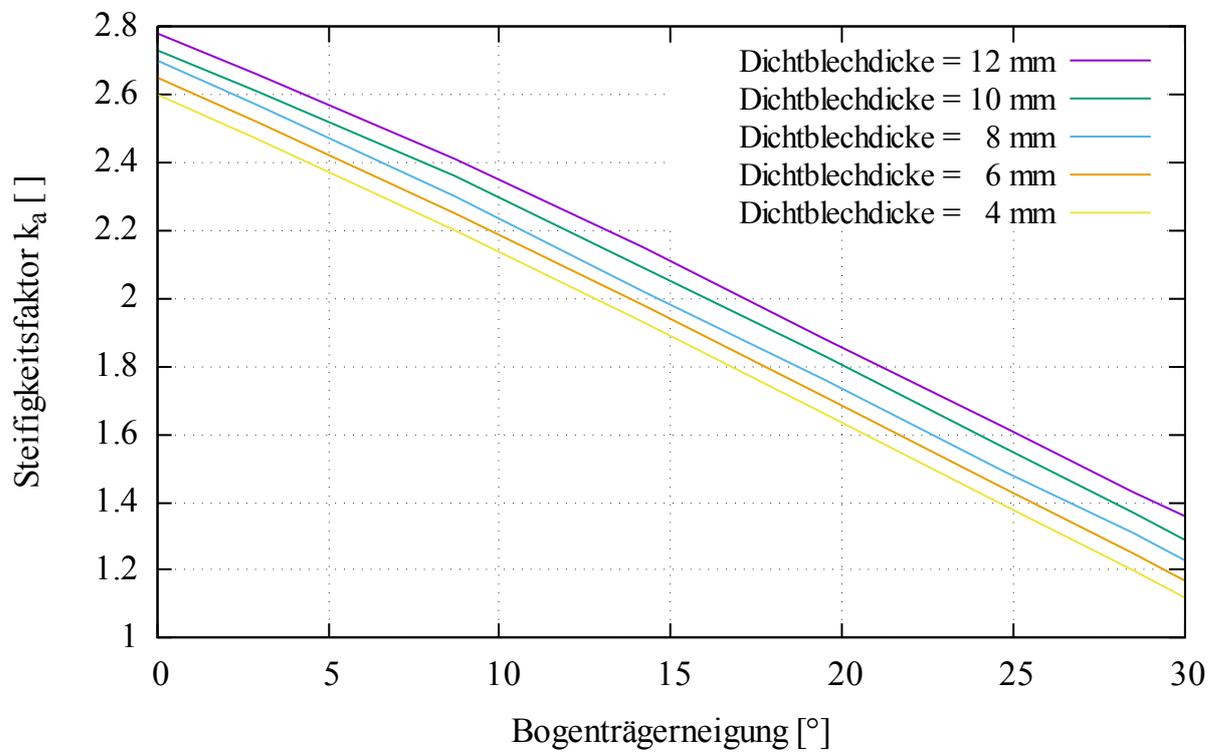


Abbildung 9.5 : Steifigkeitsfaktor  $k_a$  für Schottbleche der Breite  $b_{SB}=740$  mm

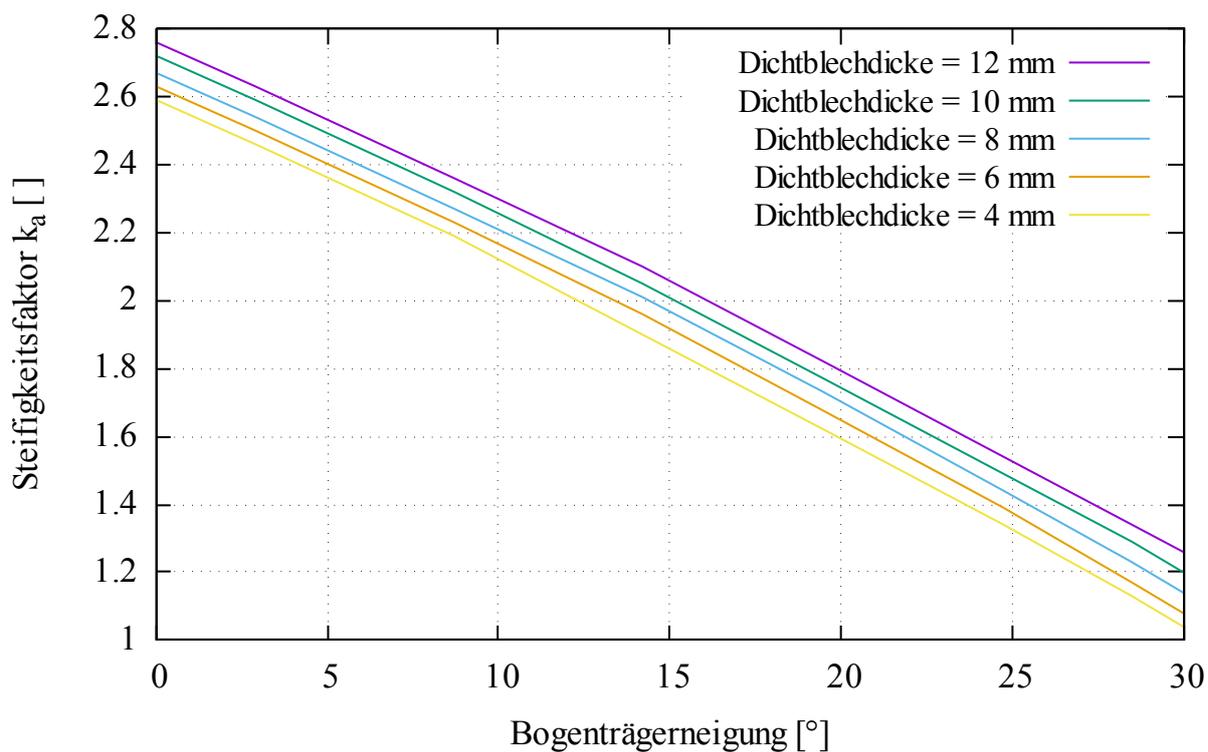


Abbildung 9.6 : Steifigkeitsfaktor  $k_a$  für Schottbleche der Breite  $b_{SB}=840$  mm

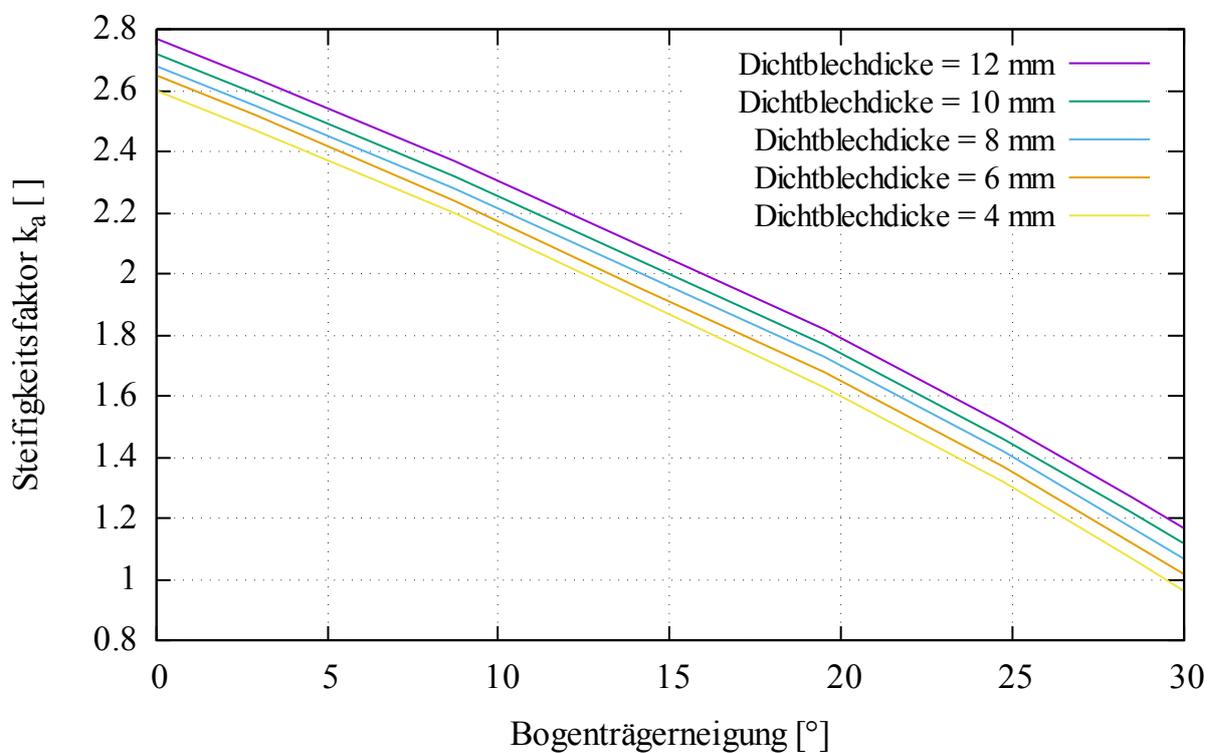


Abbildung 9.7 : Steifigkeitsfaktor  $k_a$  für Schottbleche der Breite  $b_{SB}=930$  mm

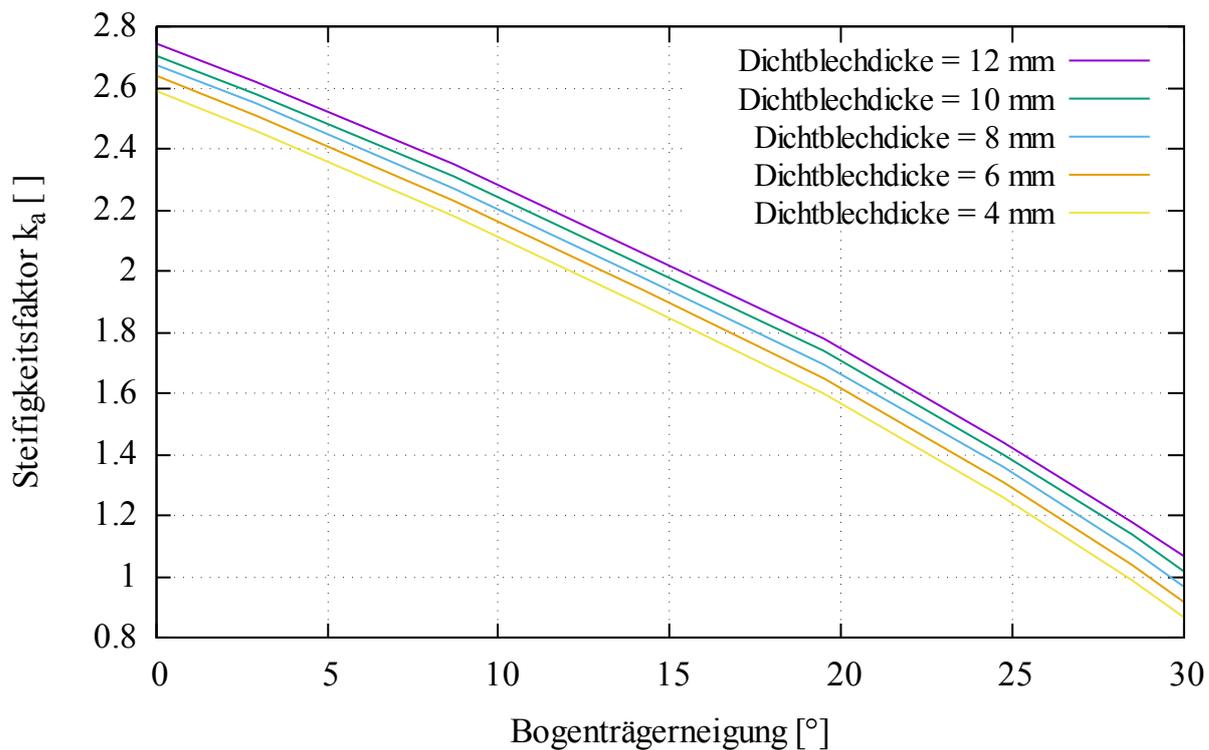


Abbildung 9.8 : Steifigkeitsfaktor  $k_a$  für Schottbleche der Breite  $b_{SB}=1020$  mm

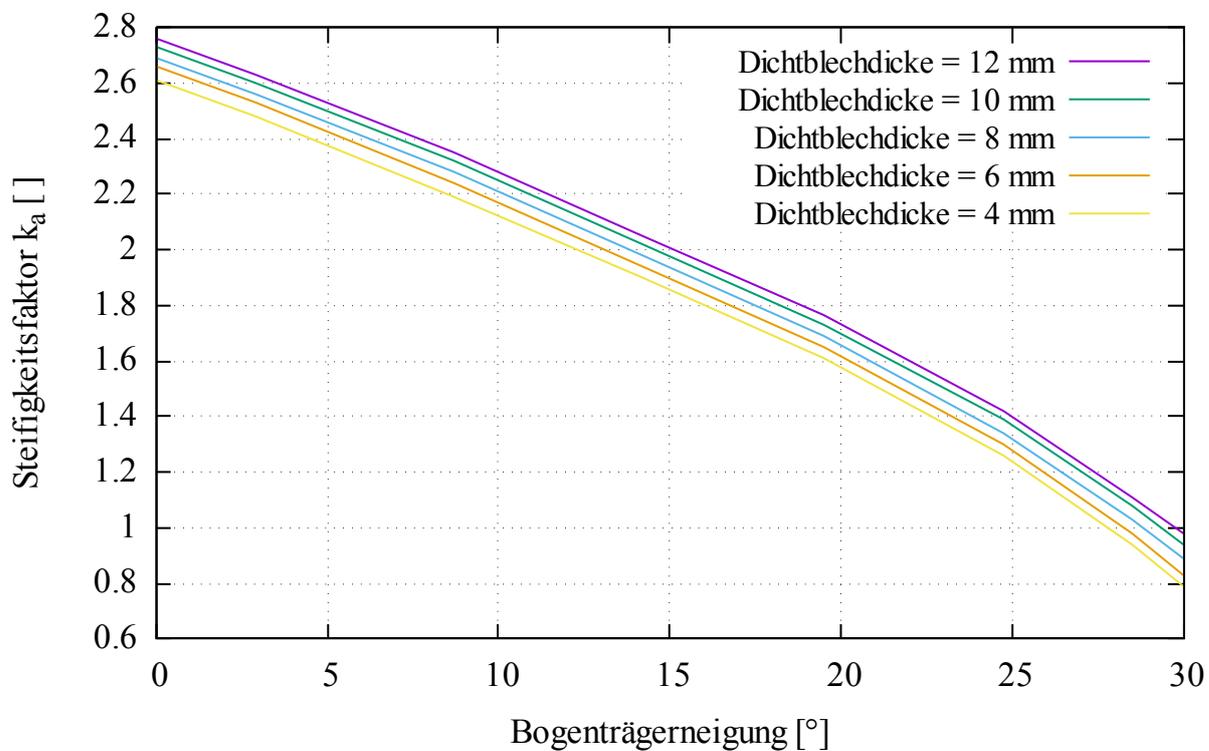


Abbildung 9.9 : Steifigkeitsfaktor  $k_a$  für Schottbleche der Breite  $b_{SB}=1120$  mm

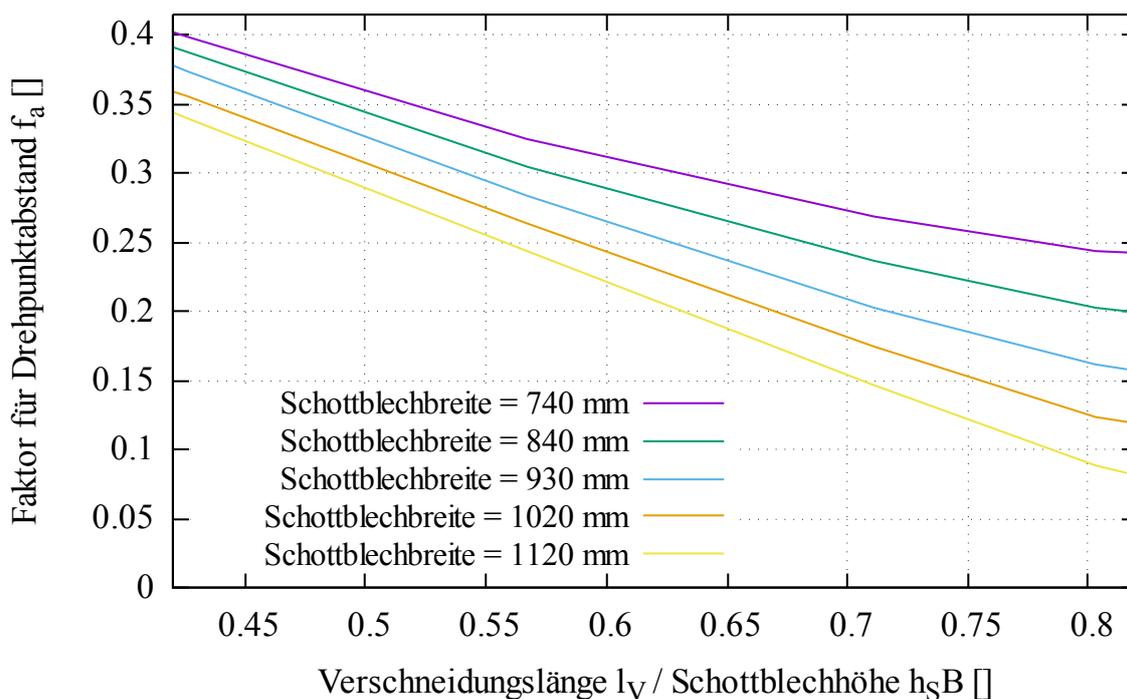
### 9.2.2 Anschlusstyp A ohne Dichtblech

Der Drehpunkt des Anschlusses befindet sich bei diesem Anschluss nicht immer auf derselben Seite der Systemlinie des Haupttragelements. Die Lage des Drehpunkts ist zunächst wie folgt zu berechnen:

$$\Delta_D = f_a * l_V$$

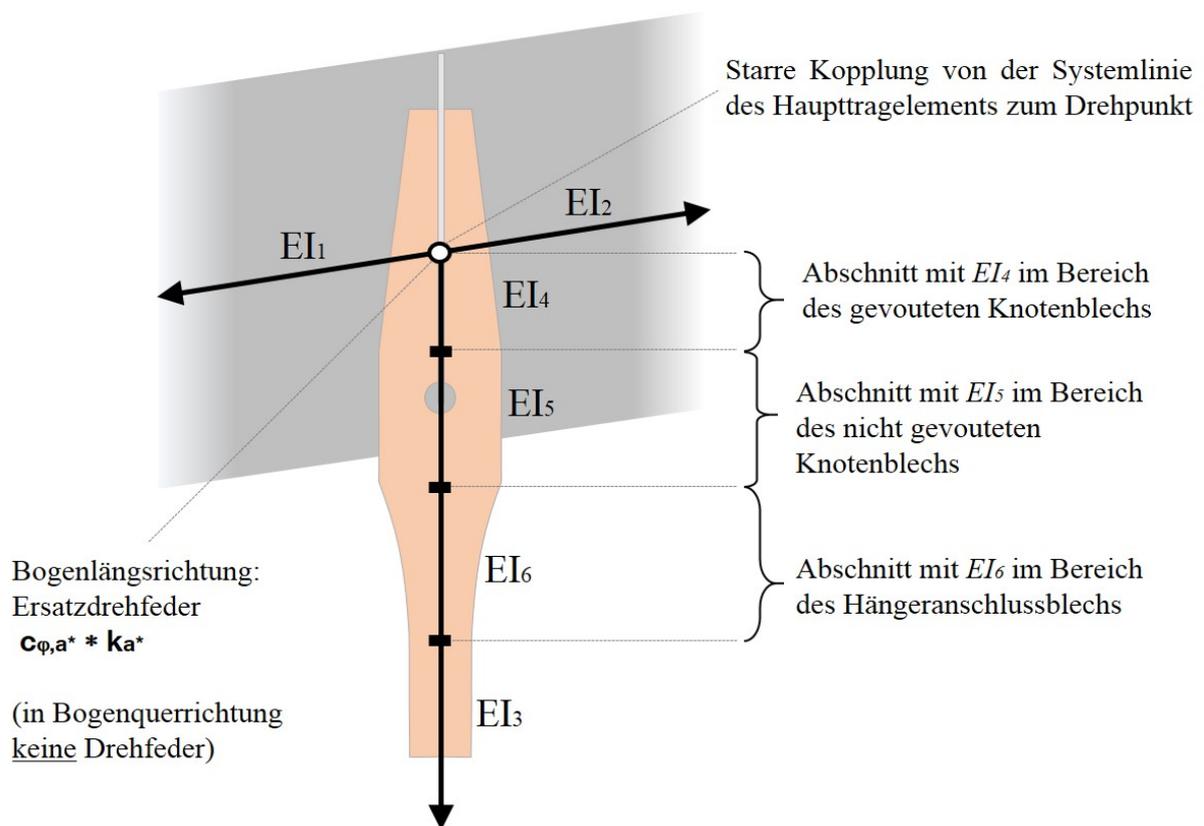
Mit:

- $\Delta_D$  = Abstand des Drehpunkts von der Oberkante der Verschneidung
- $f_a$  = Faktor zur Ermittlung der Drehpunktlage gemäß Diagramm 9.10
- $l_V$  = Länge der geschweißten Verschneidung zwischen Knotenblech und Schottblech



**Abbildung 9.10** : Ermittlung der Lage des Drehpunkts für Hängeranschlüsse des Typs A ohne Dichtblech

Es erfolgt anschließend eine senkrechte starre Kopplung von der Systemlinie des Haupttragelements zum ermittelten Drehpunkt. Die Steifigkeit des Anschlusses hängt in erster Linie von den Abmessungen des Schottblechs ab, dessen Einfluss durch eine Ersatzdrehfeder mit Steifigkeitsfaktor abgebildet wird. Des Weiteren werden drei Steifigkeitsbereiche zur Erfassung der Steifigkeit von Knotenblech und Hängeranschlussblech angeordnet.



**Abbildung 9.11** : Vereinfachte Modellierung eines Hängeranschlusses des Typs A ohne Dichtblech

Abbildung 9.11 zeigt die Anordnung der Komponenten für Anschlusstyp A ohne Dichtblech. Die erforderlichen Querschnittswerte sind wie folgt zu ermitteln:

- $EI_4$ : Steifigkeit, die sich aus Breite und Dicke des gevouteten Bereichs des Knotenblechs zwischen Drehpunkt und Ende der Voutung ergibt. Es darf ein linearer Verlauf der Voutung angenommen werden.
- $EI_5$ : Steifigkeit, die sich aus Breite und Dicke des Knotenblechs (ungestörter Querschnitt) ergibt.
- $EI_6$ : Steifigkeit, die sich aus Breite und Dicke des Hängeranschlussblechs ergibt. Es darf ein linearer Verlauf der Voutung angenommen werden.
- $c_{\phi,a*}$ : Ersatztorsionsfedersteifigkeit in Abhängigkeit von Breite und Dicke des Schottblechs;  $c_{\phi,a*}$  ist Abbildung 9.12 zu entnehmen.
- $k_{a*}$ : Steifigkeitsfaktor für die Ersatzdrehfeder zur Berücksichtigung der Einflüsse aus Schottblechdicke, Dichtblechdicke und Neigung des Haupttragelements;  $k_{a*}$  ist den Abbildungen 9.13 bis 9.17 zu entnehmen.

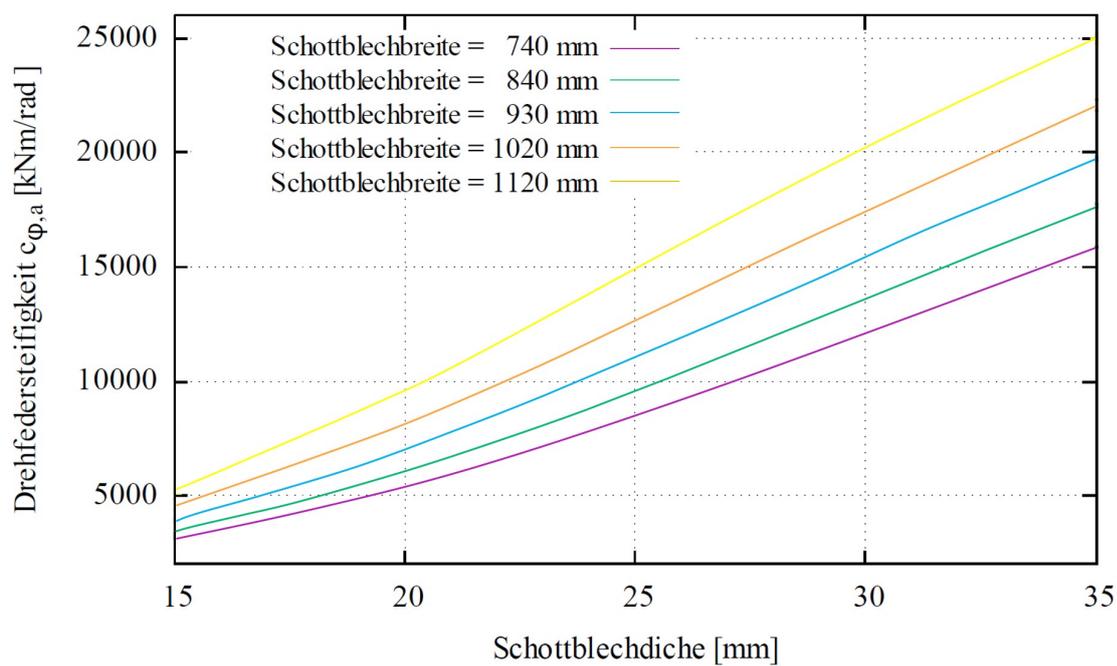


Abbildung 9.12 : Drehfedersteifigkeit der Ersatzfeder  $c_{a^*}$

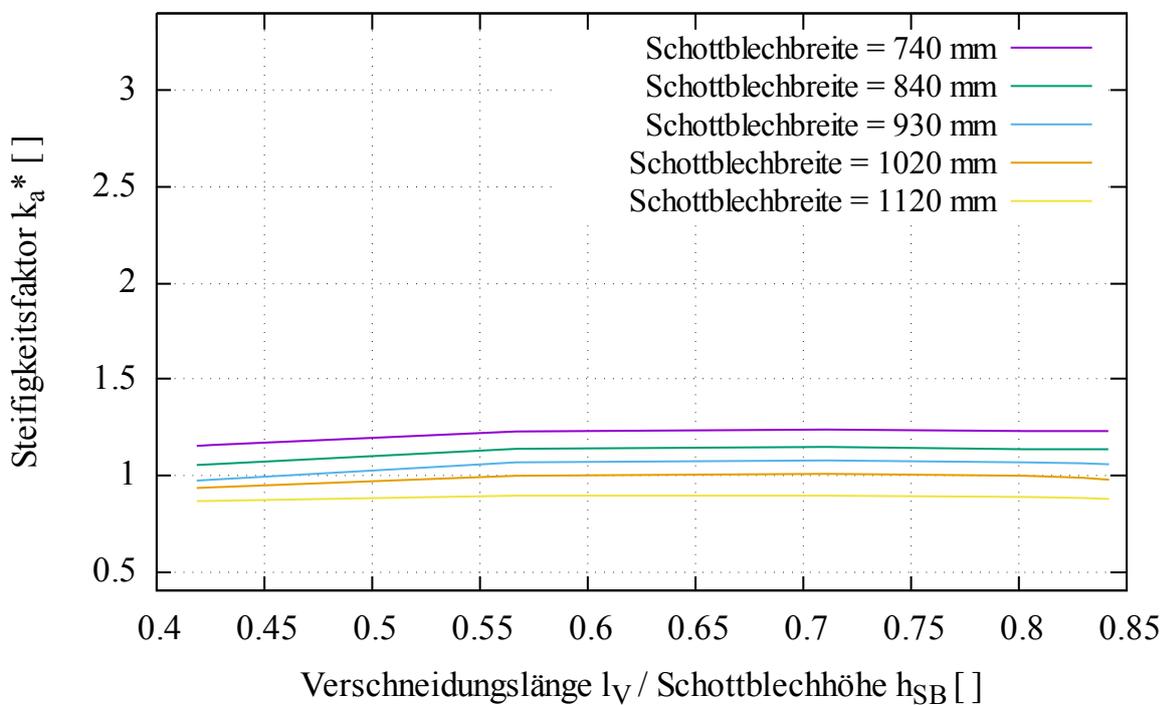


Abbildung 9.13 : Steifigkeitsfaktor  $k_{a^*}$  für Schottbleche der Dicke  $t_{SB} = 15 \text{ mm}$

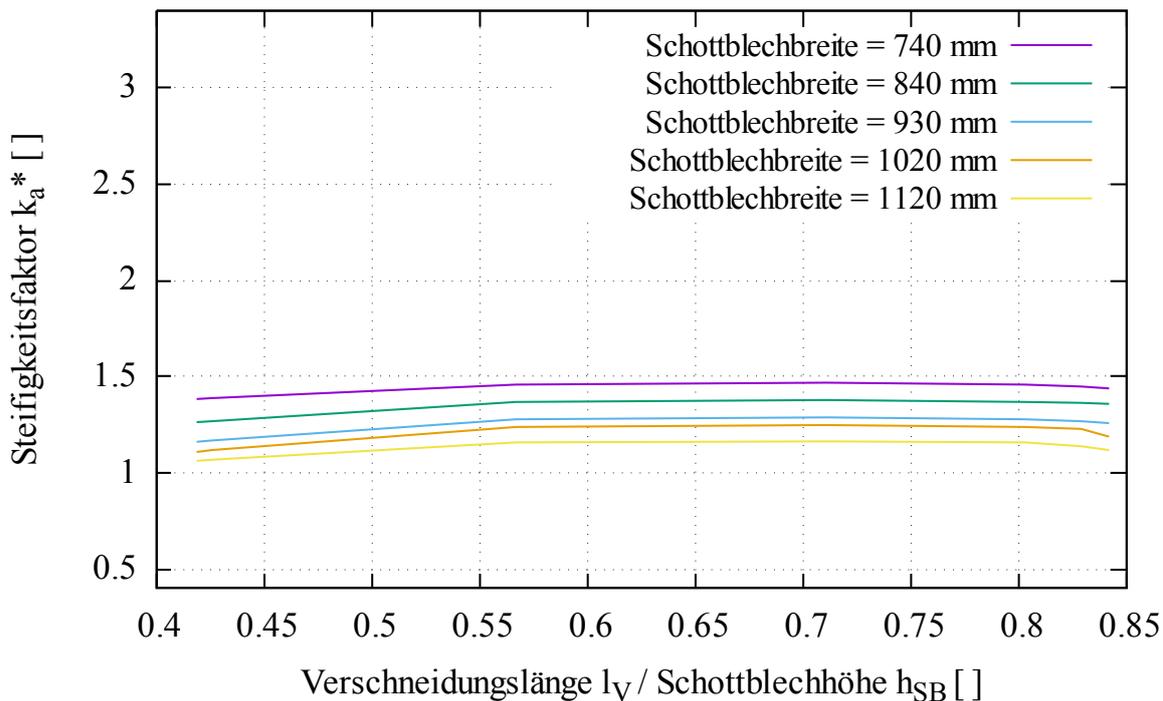


Abbildung 9.14 : Steifigkeitsfaktor  $k_{a^*}$  für Schottbleche der Dicke  $t_{SB} = 20\text{ mm}$

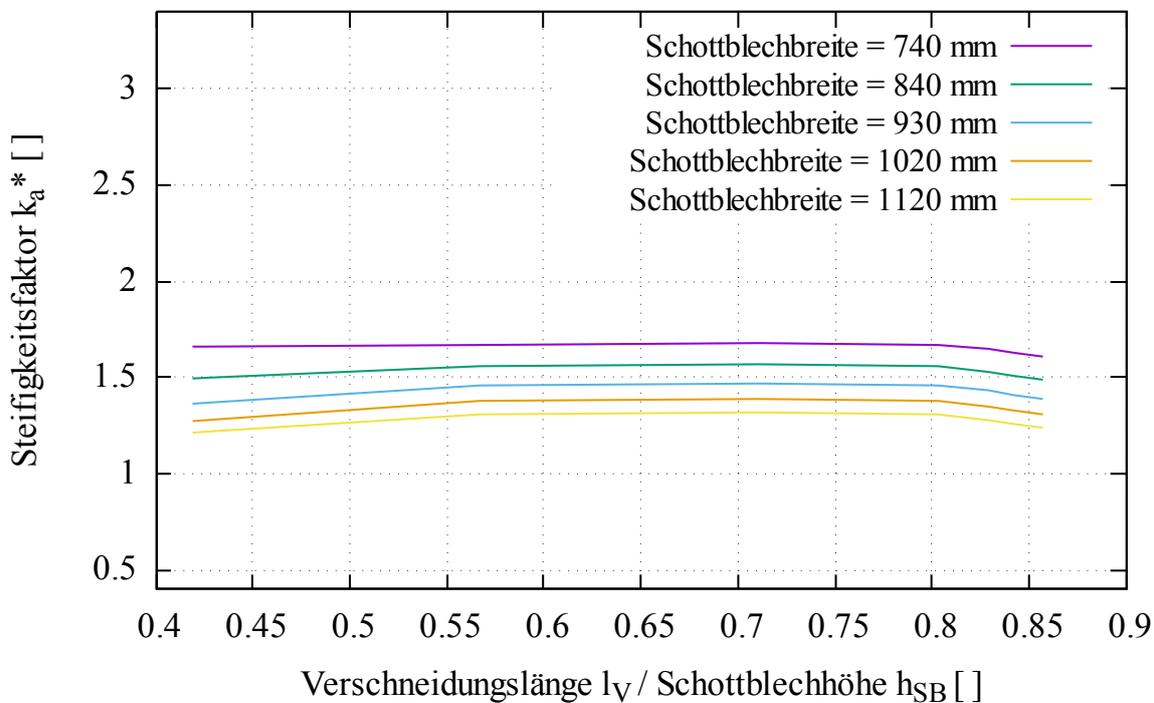


Abbildung 9.15 : Steifigkeitsfaktor  $k_{a^*}$  für Schottbleche der Dicke  $t_{SB} = 25\text{ mm}$

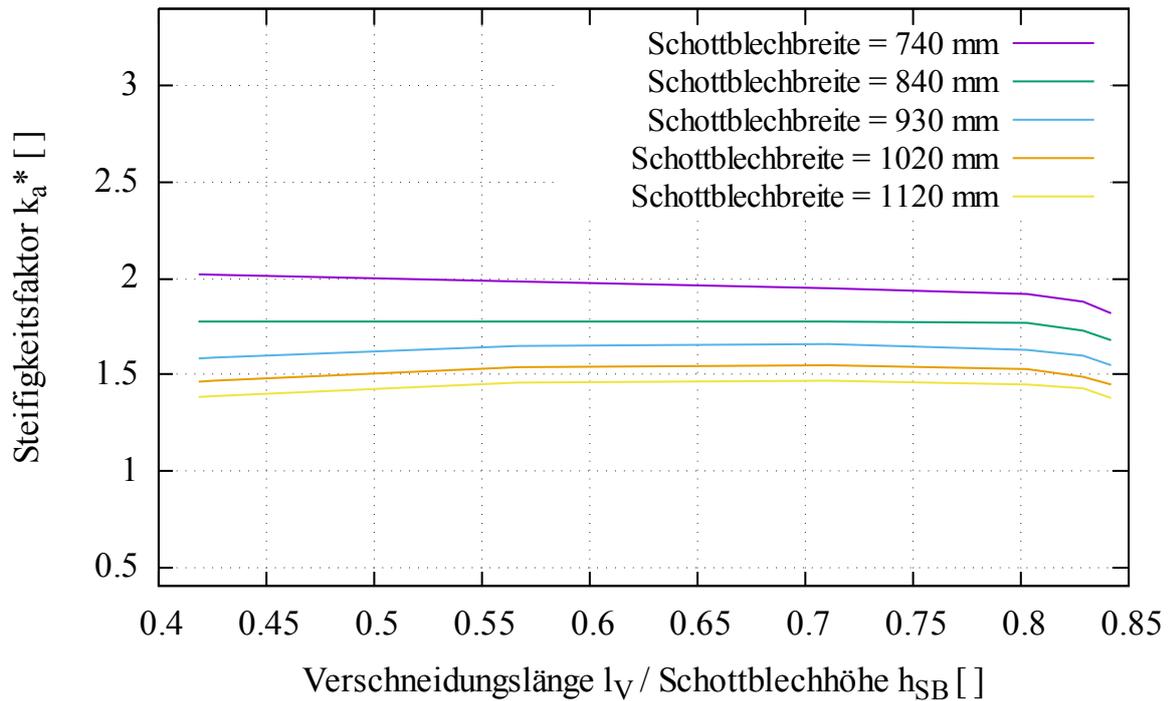


Abbildung 9.16 : Steifigkeitsfaktor  $k_a^*$  für Schottbleche der Dicke  $t_{SB} = 30 \text{ mm}$

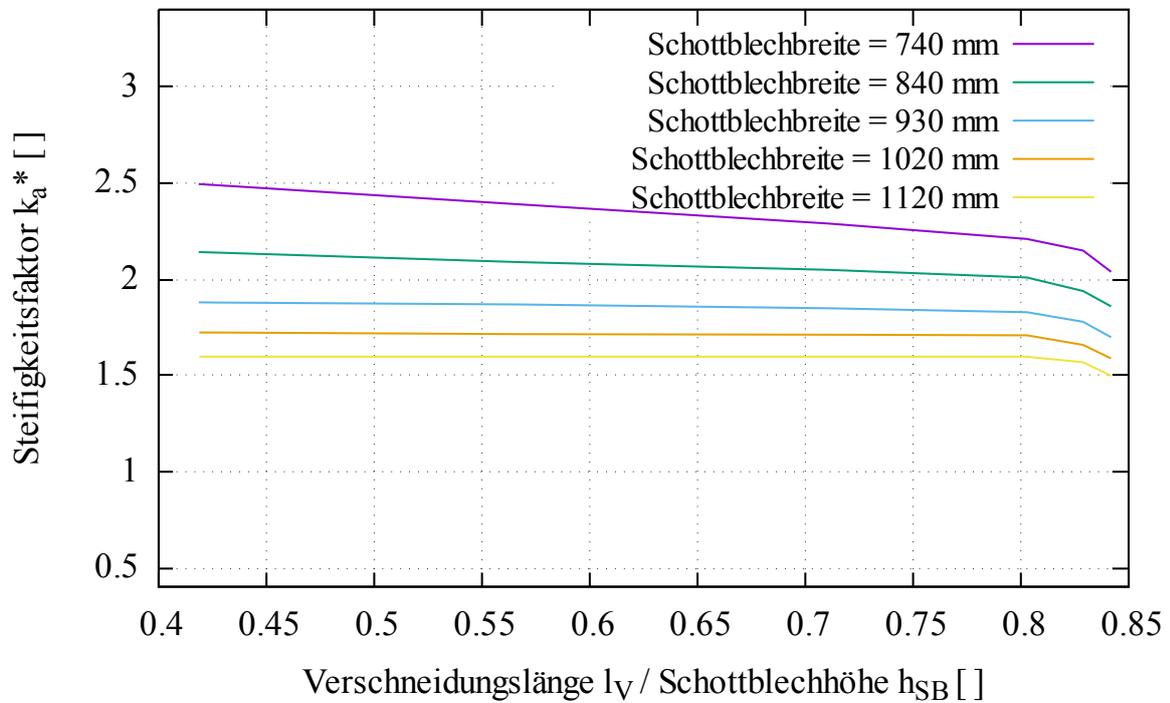


Abbildung 9.17 : Steifigkeitsfaktor  $k_a^*$  für Schottbleche der Dicke  $t_{SB} = 35 \text{ mm}$

### 9.2.3 Anschlusstyp B

Die Vereinfachung für Hängeranschlüsse des Typs B lässt sich mit einer starren Kopplung und zwei Steifigkeitsabschnitten realisieren. Beide Bereiche haben als linear idealisierte Steifigkeitsverläufe, wobei in einem Fall die eine Randsteifigkeit mit einem Steifigkeitsfaktor zu beaufschlagen ist. Aufgrund der geringen Steifigkeit gegen Verdrehungen in Brückenlängsrichtung (um die globale  $z$ -Achse) wird das Verformungsverhalten dieses Anschlusstyps kaum durch die Neigung des Haupttragelements beeinflusst.

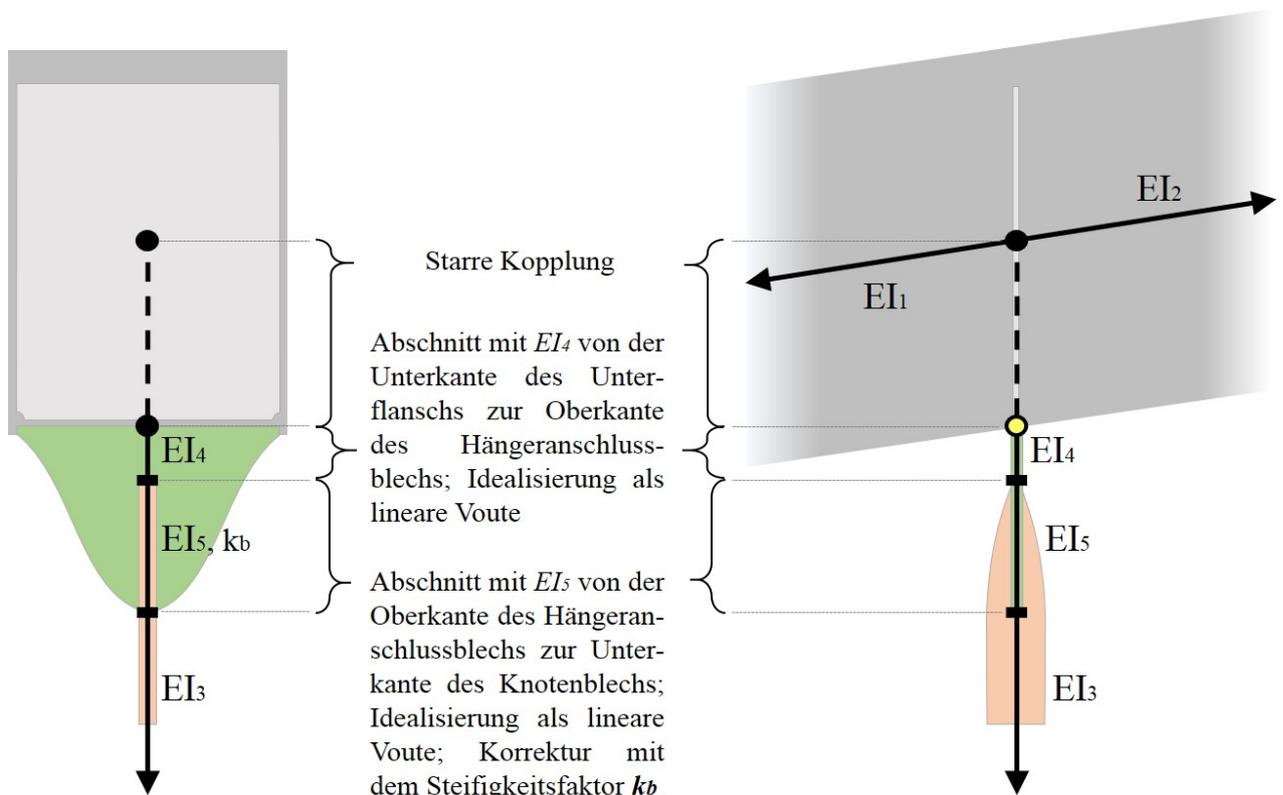


Abbildung 9.18 : Vereinfachte Modellierung eines Hängeranschlusses des Typs B

Abbildung 9.18 zeigt die Anordnung der Komponenten für Anschlusstyp B. Die erforderlichen Querschnittswerte sind wie folgt zu ermitteln:

- $EI_4$ : Steifigkeit, die sich aus Breite und Dicke des Knotenblechs ergibt, wobei eine lineare Voutung angenommen wird.
- $EI_{5,kb}$ : Unten: Steifigkeit, die sich aus Dicke des Hängeranschlussblechs und Breite des Knotenblechs ergibt. Oben: Steifigkeit, die sich aus Dicke des Hängeranschlussblechs und einer fiktiven Breite ergibt, die man durch Multiplikation der Knotenblechdicke mit dem Steifigkeitsfaktor  $k_b$  erhält. Es darf linearer Verlauf angenommen werden.

- $k_b$ : Steifigkeitsfaktor zur Korrektur der oben angesetzten Randsteifigkeit für den Bereich mit  $EI_5$  zur Berücksichtigung der Einflüsse aus Knotenblechdicke und Neigung des Haupttragelements;  $k_b$  ist Abbildung 9.19 zu entnehmen.

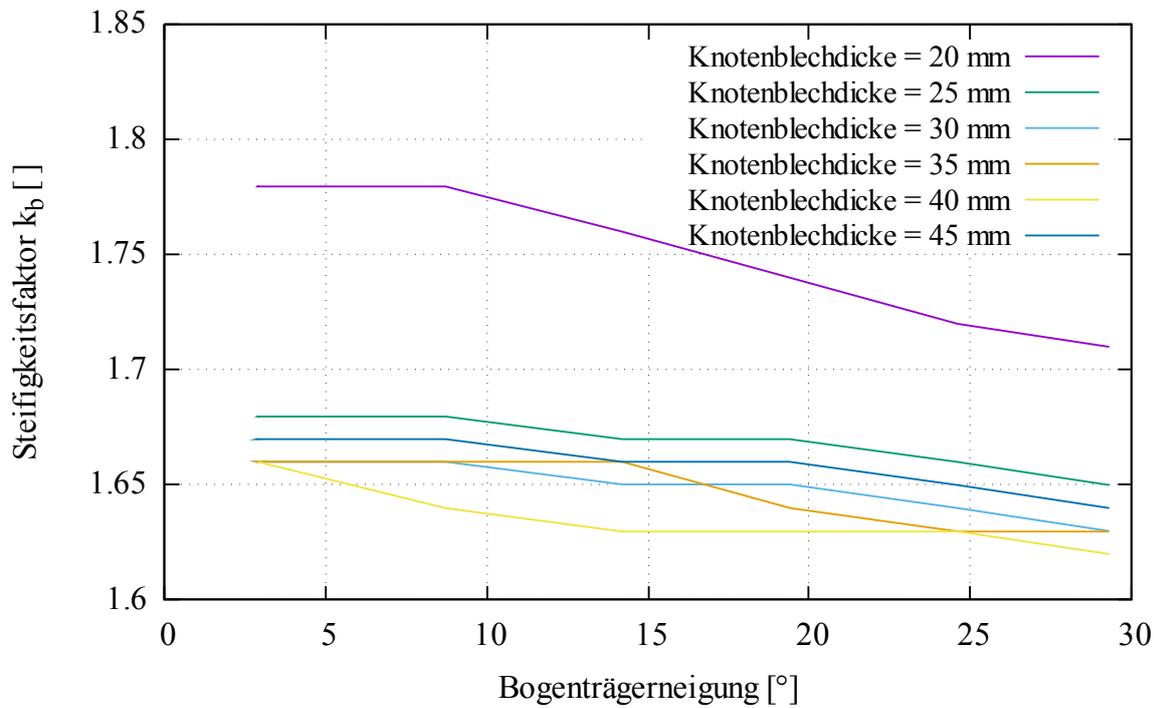


Abbildung 9.19 : Steifigkeitsfaktor  $k_b$

### 9.2.4 Anschlusstyp C

Der Anschlusstyp C findet ausschließlich bei Zwillingshängern Anwendung. Durch die Ausführung der Zwillingshänger als Erweiterung beider Stege entsteht eine besonders hohe Rotationssteifigkeit gegen Verdrehungen sowohl gegen die x- als auch gegen die z-Achse. Die Modellierung im Ersatzmodell erfolgt verhältnismäßig unkompliziert über eine starre Kopplung, einen Steifigkeitsfaktor zur Berücksichtigung des oberen Anschlussblechbereichs und einen Abschnitt mit veränderlicher Steifigkeit. Diese Elemente sind aufgrund der Zwillingiskonstellation symmetrisch an beiden Seiten des Haupttragelements zu modellieren.

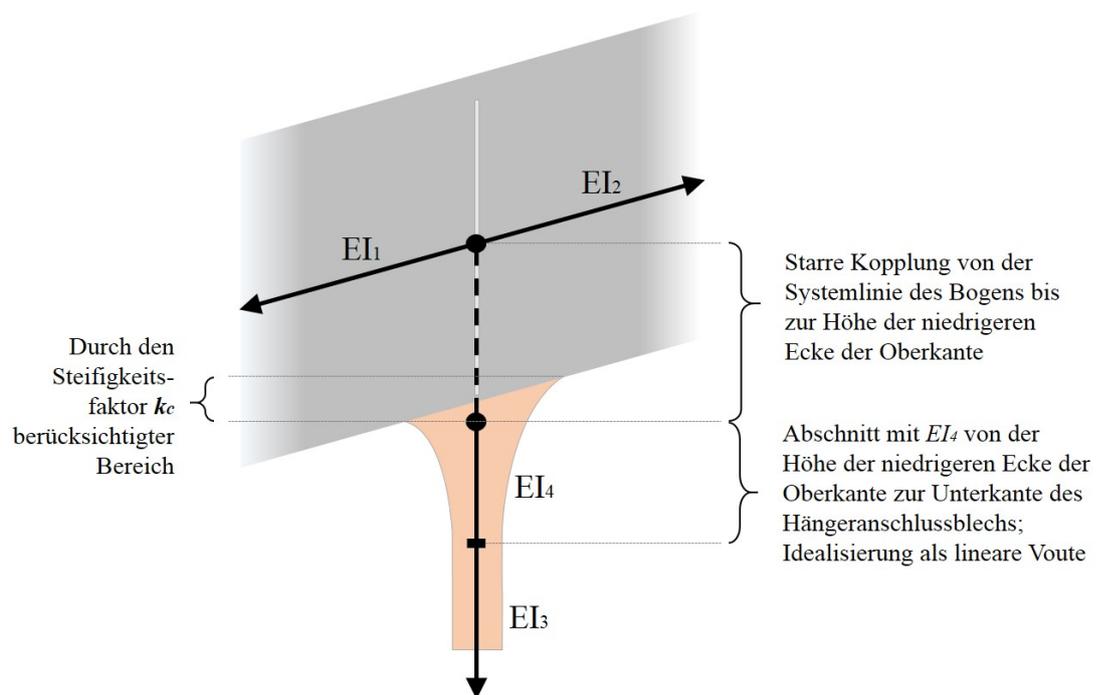


Abbildung 9.20 : Vereinfachte Modellierung eines Hängeranschlusses des Typs C

Abbildung 9.20 zeigt die Anordnung der Komponenten für Anschlusstyp C. Die erforderlichen Querschnittswerte sind wie folgt zu ermitteln:

- $EI_4$ : Unten: Steifigkeit, die sich aus der Dicke des Hängeranschlussblechs und der Breite des Hängerblechs ergibt. Oben: Steifigkeit, die sich aus der Dicke des Hängeranschlussblechs und einer fiktiven Breite ergibt, die man durch Multiplikation der Breite des Hängeranschlussblechs auf Höhe der unteren Ecke seiner Oberkante mit dem Steifigkeitsfaktor  $k_c$  erhält.  $k_c$  ist Abbildung 9.21 zu entnehmen.

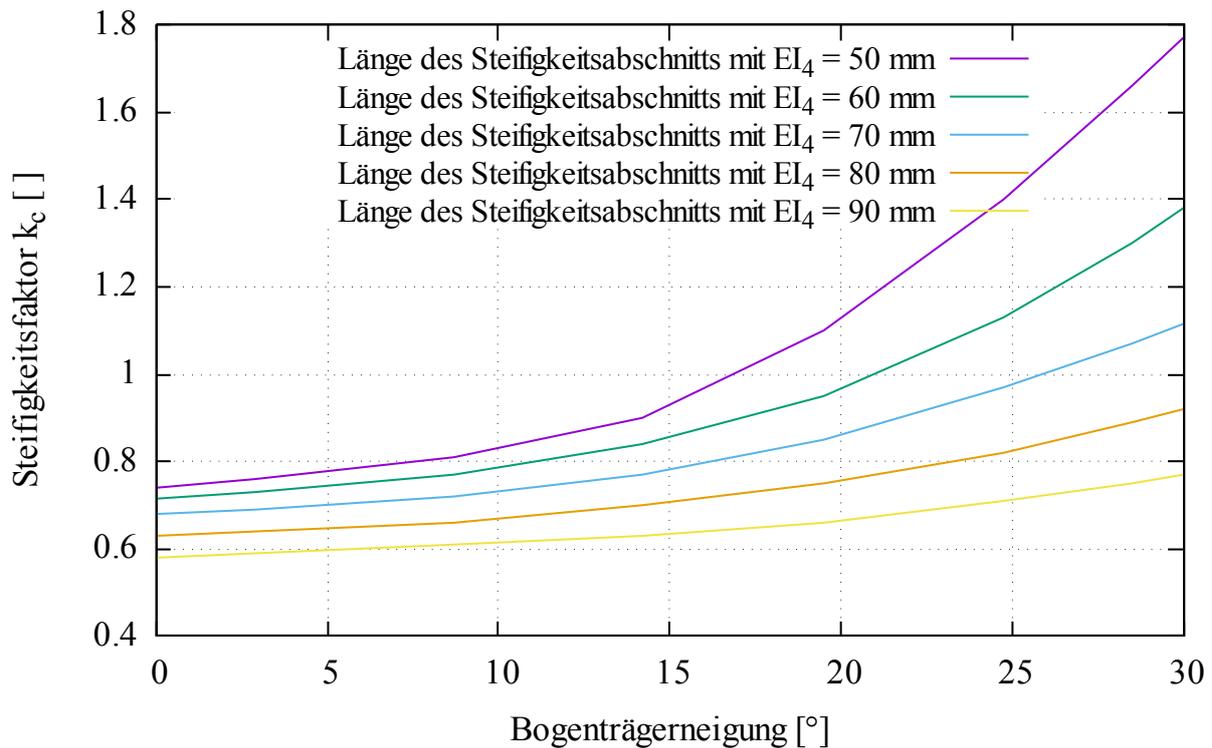


Abbildung 9.21 : Steifigkeitsfaktor  $k_c$

### 9.2.5 Anschlusstyp D

Für die ideale vereinfachte Modellierung von Anschlüssen des Typs D werden eine starre Kopplung, eine Ersatztorsionsfeder mit einem Steifigkeitsfaktor zur Berücksichtigung von Effekten aus Knotenblechdicke und Neigung des Haupttragelements sowie ein Abschnitt mit veränderlichen Steifigkeitsdefinitionen verwendet. Die Steifigkeitsverläufe dürfen als linear angenommen werden.

Abbildung 9.22 zeigt die Anordnung der Komponenten für Anschlusstyp D. Die erforderlichen Querschnittswerte sind wie folgt zu ermitteln:

- $EI_4$ : Steifigkeit für die starke Achse des Hängeranschlussblechs entsprechend dessen Randabmessungen; Idealisierung als lineare Voute.
- $EI_5$ : Steifigkeit für die schwache Achse des Hängeranschlussblechs entsprechend der Breite und Dicke des Knotenblechs auf der jeweiligen Höhe der Ränder des Steifigkeitsbereichs; Idealisierung als lineare Voute.
- $c_{\phi,d}$ : Ersatztorsionsfedersteifigkeit in Abhängigkeit von der Dicke des Schottblechs;  $c_{\phi,d}$  ist Abbildung 9.23 zu entnehmen.

- $k_d$ : Steifigkeitsfaktor für die Ersatzdrehfeder zur Berücksichtigung der Einflüsse aus Schottblechdicke und Neigung des Haupttragelements;  $k_d$  ist Abbildung 9.24 zu entnehmen.

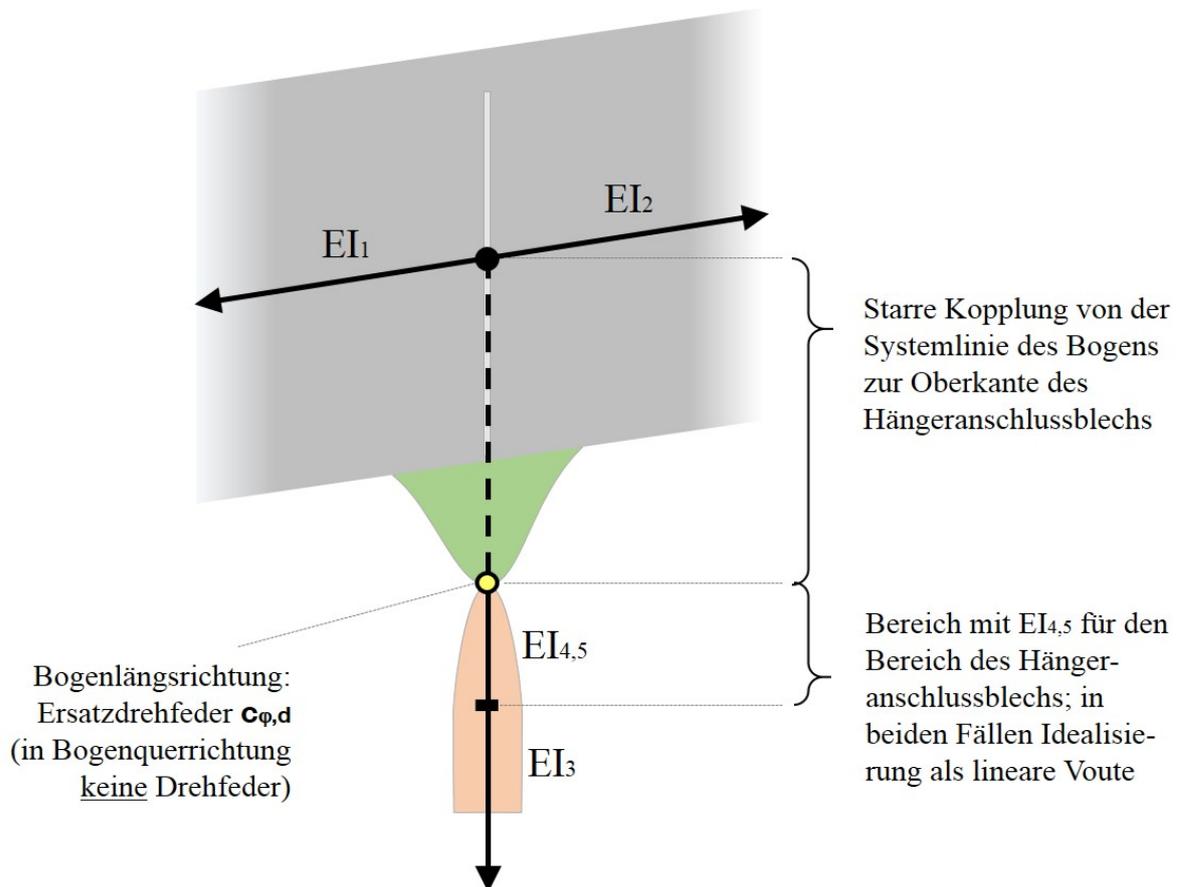
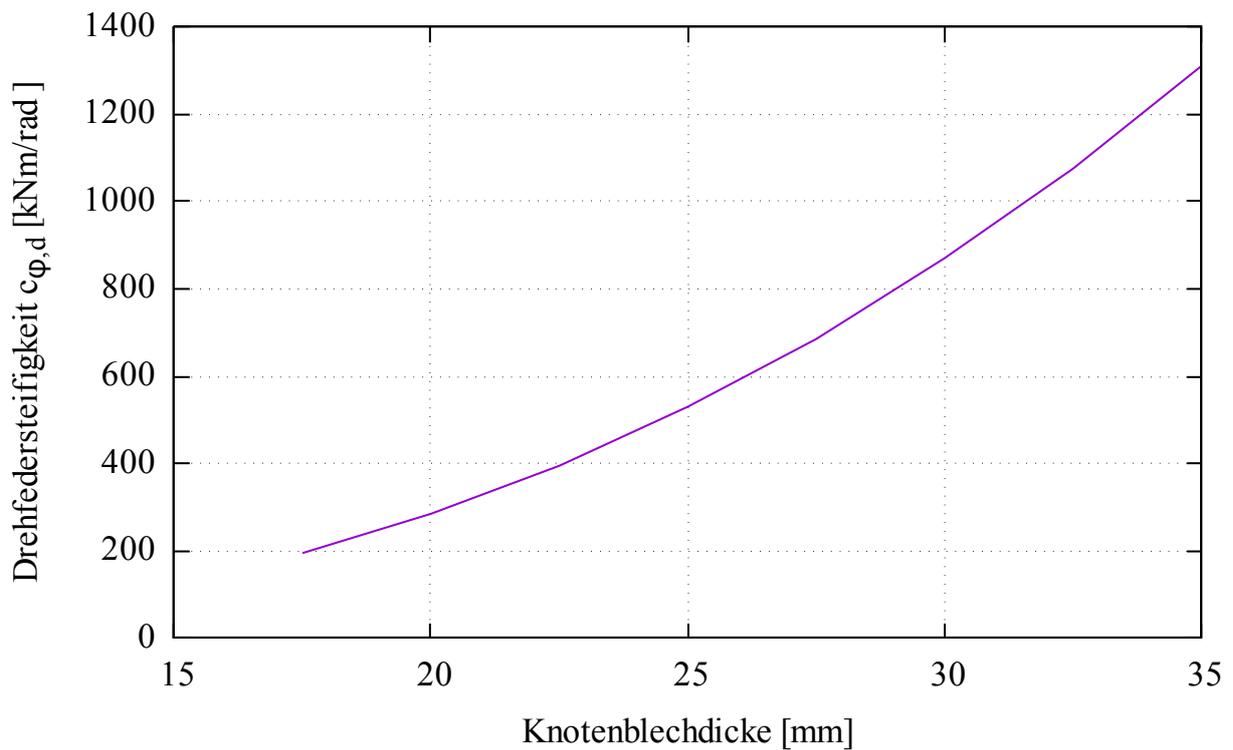
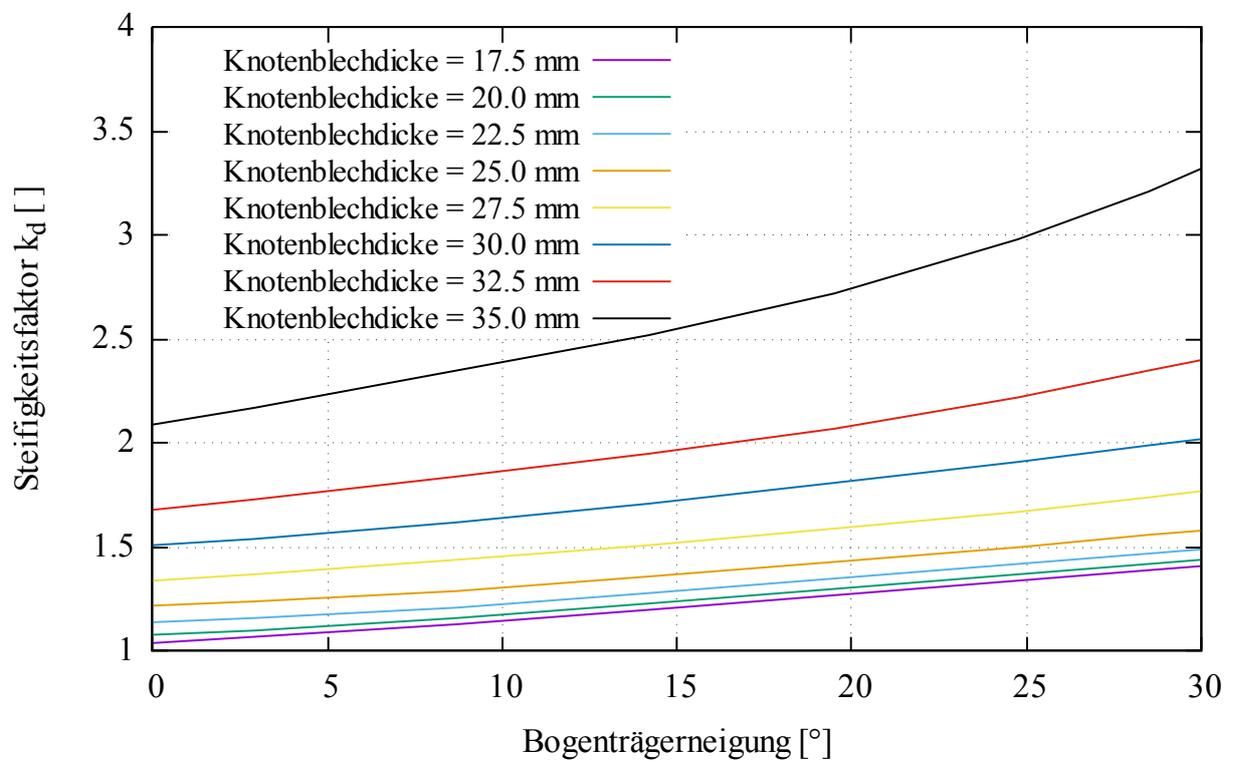


Abbildung 9.22 : Vereinfachte Modellierung eines Hängeranschlusses des Typs D

*Anmerkung:* Im Falle dünner Knotenbleche ist hier Vorsicht geboten, da die Momente auf Höhe der Ersatzfeder zu gering ausfallen können und ggf. korrigiert werden müssen. Es wird hier auf jeden Fall die exemplarische Nachrechnung mit einem exakten FE-Modell empfohlen.

Abbildung 9.23 : Drehfedersteifigkeit der Ersatzfeder  $c_{\phi,d}$ Abbildung 9.24 : Steifigkeitsfaktor  $k_d$

Teil IV

Detailuntersuchungen

## Detailuntersuchungen

Der Nachweis der Ermüdungssicherheit wird an komplexen Details üblicherweise mithilfe des Strukturspannungskonzepts geführt. In diesem Teil der Arbeit wird zunächst ein Überblick über die für dieses Nachweisformat relevanten kritischen Kerbstellen aller der in Kapitel 8 vorgestellten Hängeranschlüsse gegeben. An zwei Beispielen werden anschließend genauere Untersuchungen durchgeführt.

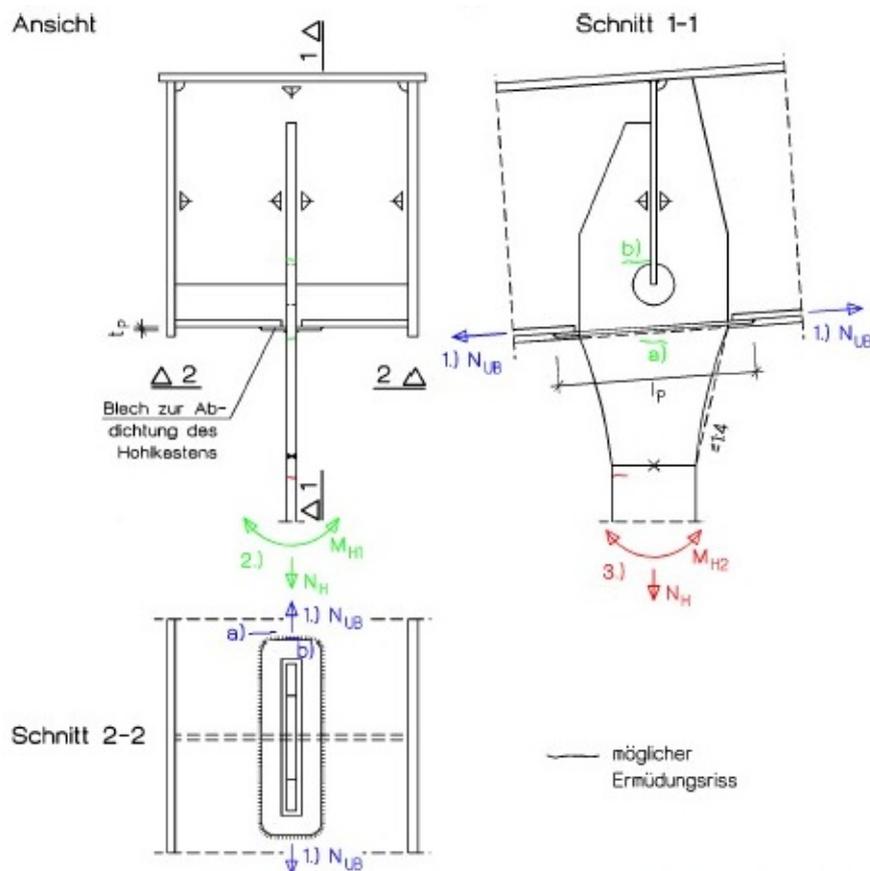
Im Fokus der Untersuchungen steht der Anschluss des Dichtsblechs bei Anschlusstyp A an den Flansch des jeweiligen Haupttragelements. Hierfür werden verschiedene Modellierungsansätze zur Ermittlung der relevanten Kerbspannungen miteinander verglichen. Zur Validierung der getroffenen Annahmen werden an einem skalierten Ausschnitt Ermüdungsversuche durchgeführt und entsprechenden Simulationen gegenübergestellt. Es werden dabei jeweils drei verschiedene Ausführungsformen von Dichtblechen untersucht.

Anschließend wird die mithilfe von Simulationen die Form der Ausnehmung am Ende geschweißter Verschneidungen betrachtet, da dies ein in verschiedenen Anwendungsfällen wiederkehrendes Detail ist, das oft in ungünstiger Weise ausgeführt wird und daher Optimierungspotenzial und -bedarf hat.

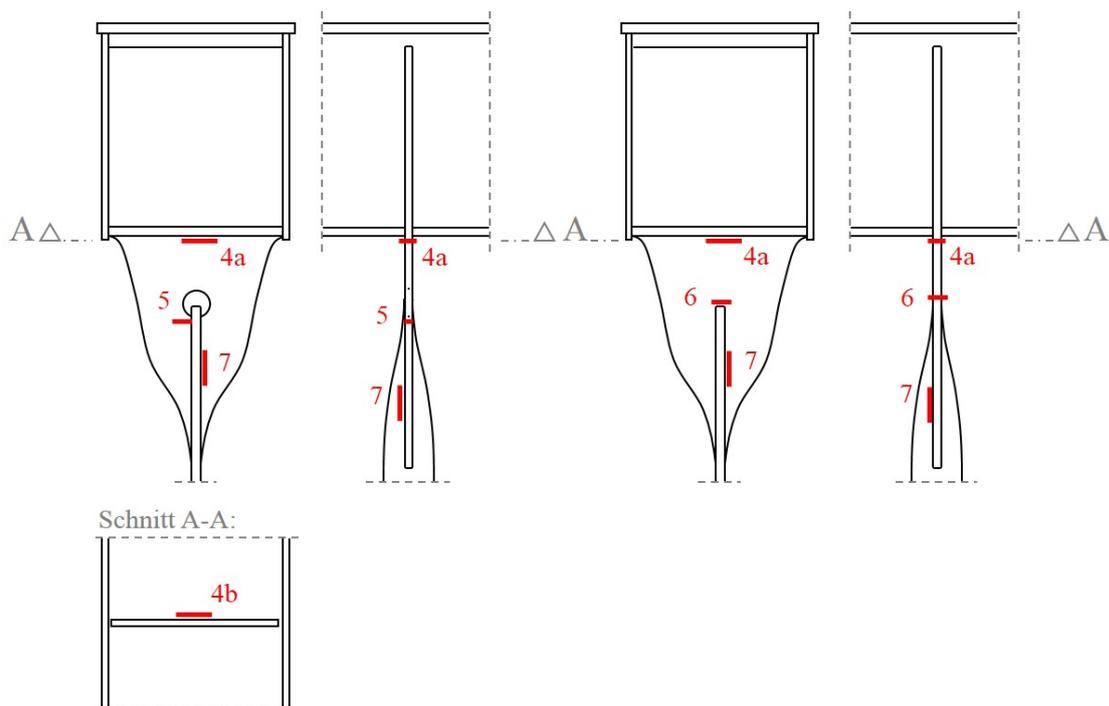
## 10 Ermüdungskritische Punkte an Hängeranschlüssen

An geschweißten Hängeranschlüssen existieren mehrere ermüdungskritische Stellen, für die ein gesonderter Nachweis erforderlich sein kann. Daher werden im Folgenden die in Kapitel 8 vorgestellten Anschlusstypen A – D auf relevante Kerbstellen untersucht.

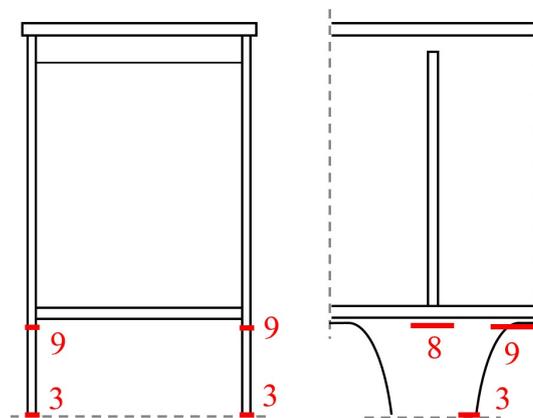
Für Hängeranschlüsse des Typs A finden sich im „Leitfaden zum Anhang NA.F, Bemessung von Hängern an Stabbogenbrücken, der DIN EN 1993-2/NA:2010-12“ (12), Anlage 4 „Konstruktionszeichnungen Anschlüsse Flachstahlhänger“, Hinweise zur Eingruppierung ermüdungsrelevanter Details in Kerbgruppen für den Nennspannungsnachweis, siehe Abbildung 10.1. Relevante Kerbstellen an den Anschlusstypen sind in den Abbildungen 10.2 bis 10.4 gekennzeichnet.



**Abbildung 10.1** : Identifikation der relevanten Kerbstellen an einem Hängeranschluss von Typ A aus (12): Abbildung 4/1: Hängeranschluss an Bogen

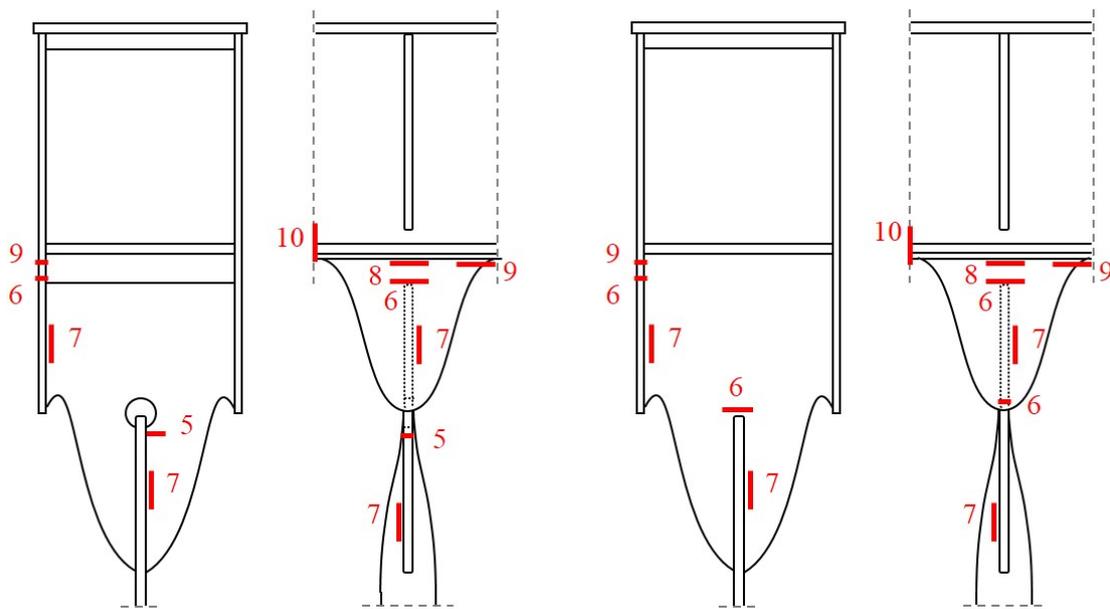


**Abbildung 10.2** : Identifikation der relevanten Kerbstellen an einem Hängeranschluss von Typ B mit (links) und ohne (rechts) Ausnehmung



**Abbildung 10.3** : Identifikation der relevanten Kerbstellen an einem Hängeranschluss von Typ C

Da in der Normung nicht eindeutig vorgegeben ist, ob für den Ermüdungsnachweis das Nennspannungskonzept oder das Strukturspannungskonzept anzuwenden ist, wird geprüft, wie die gezeigten Kerbstellen entsprechend der verschiedenen Konzepte in Kerbklassen einzuordnen sind. Für die in Anlusstyp A auftretenden Fälle geschieht dies auf Basis der in (12) angegebenen Eingruppierung mit leichten Ergänzungen. Anschließend wird die Zuordnung auf die Anlusstypen B - D erweitert. Für alle identifizierten Kerbstellen sind die Eingruppierungsvorschläge nach Nennspannungskonzept gemäß (14), Abschnitt 8 („NSK“), Strukturspannungskonzept gemäß (14), Anhang B („SSK“)



**Abbildung 10.4** : Identifikation der relevanten Kerbstellen an einem Hängeranschluss von Typ D, links mit und rechts ohne Ausnehmung

und Strukturspannungskonzept mit Ermüdungsklassen (*fatigue class: FAT*) nach IIW-Richtlinie gemäß (29) in Tabelle 5 zusammengefasst. Es handelt sich dabei im Einzelnen um die im Folgenden aufgeführten Details:

**1a.** Die Stirnnaht des Dichtblechs mit einem Anriss am Ende der Ausrundung im Flansch des Haupttragelements (KG 56 infolge Normalkraft im Flansch des Haupttragelements). Laut (12) erfolgt die Eingruppierung für 1a) nach Tabelle 8.4 (1) der (14). Da es sich jedoch um ein flach aufgeschweißtes Blech handelt, wäre augenscheinlich die Eingruppierung nach Tabelle 8.5 (6) bzw. (7) passender. Hier würde sich mit den Dimensionen des Referenzbauwerks der Kerbfall 50 (6) bzw. 56\* (7) ergeben, je nach Ausführung der Schweißnaht und des Übergangs zum Dichtblech. Kerbfall 50 wäre dann maßgebend. Bei größeren Blechdicken im Flansch des Haupttragelements kann der Kerbfall sogar auf 40 sinken. Nach (14), Anhang B, ist das Detail als „Ende von Gurtlamellen und ähnlichen Anschlüssen“ einzustufen, was Kerbfall 100 bedeutet.

Auch in (29) sind Werte für einen Strukturspannungsnachweis angegeben. Ordnet man das Detail als nichttragende aufgeschweißte Lasche nach No. 513 ein, so ergibt sich mit  $L > 300$  mm der Kerbfall 50. Denkbar wäre auch die Einordnung als Verstärkungsblech (No. 721), was auch zu Kerbfall 50 führen würde. Bei einer sehr wohlwollenden Eingruppierung als langes Dopplungsblech (711/712) ließe sich je nach Geometrie maximal der Kerbfall 71 erreichen.

**Tabelle 5** : Zuordnung der Kerbdetails an den Hängeranschlusstypen 1–4 gemäß (14) und (29). Kursive Werte beziehen sich auf das Nennspannungskonzept, ansonsten gelten die Kerbfälle für Nachweise nach dem Strukturspannungskonzept.

Nr.	Einwirkung	Kerbfall-Eingruppierung		
		EC3-1-9 NSK	EC3-1-9 SSK	IIW (FAT)
1a	$N_{HTE}$	56 (40 - 56)	100	50 (50 – 71)
1b	$N_H$	36*	–	–
2a	$N_H, M_{Hy}$	80 (71 - 80)	100 (100 - 112)	80
2b	$N_H, M_{Hy}$	56 (56-80)	–	50
3	$N_H, M_{Hx}$	95 (max. 112)	112	112 (80 – 112)
4a	$N_H, M_{Hy}$	71** (36* - 80)	100 (90 - 100)	90 (63 – 90)
4b	$N_{HTE}$	71 (71 - 80)	100	100
5	$N_H, M_{Hx}$	56 (56 - 80)	–	50
6	$N_H, M_{Hx}, M_{Hy}$	56 (56 - 80)	–	50
7	$N_H$	80	–	90 (90 – 125)
8	$N_H$	112 (max. 112)	112 (100 - 112)	112 (80 – 112)
9	$N_H, M_{Hx}$	80	112 (100 - 112)	112 (80 – 112)
10	$N_{HTE}$	71 (50 - 90)	100	71 (50 – 90)

Bei Momenten bezeichnet x jeweils die starke Achse.

\* Es ist (14), Bild 7.2, Anmerkung 3 zu beachten.

\*\* Die Eingruppierung trifft für Dimension und Ausführung des Referenzbauwerks bzw. darauf angepasste Anschlüsse der Typen B - D zu. Bei anderen Ausführungen kann sich ein abweichender Kerbfall ergeben. Das Spektrum der möglichen Kerbfälle ist in Klammern angegeben; Erläuterungen finden sich oben im Text.

Nicht berücksichtigte Kerbstellen: Typ A, oberer Rand der Verschneidung zwischen Hängeranschlussblech und Schottblech. An dieser Stelle ist die Spannung sehr gering, daher wird sie nicht maßgebend.

**1b.** Ein Wurzelriss (KG 36\* infolge Normalkraft im Flansch des Haupttragelements) unter der Stirnnaht des Dichtblechs.

Der denkbare Wurzelriss (1b) ist für Anwendung des Strukturspannungskonzeptes nach (14), Anhang B, nicht geregelt.

In (42) wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass Konstruktionen, bei denen ein solches Versagen auftreten kann, zu vermeiden sind.

**2a.** Der Ausrundungsrand der Schweißnaht zwischen Dichtblech und Hängeranschlussblech mit Anriss am Hängeranschlussblech (gemäß (12) KG 80 infolge Normalkraft und Biegung um die schwache Achse im Hänger).

Dass der Kerbfall gemäß (14), Tabelle 8.4 (6), auf 71 sinkt, ist von den Dimensionen her nicht denkbar. Es ist also nach (14), Anhang B (Strukturspannungen), der Kerbfall 100 für unbelastete Kehlnähte zu wählen.

Nach (29) lässt sich diese Versagensstelle nach No. 511 mit einseitiger Naht in Kerbfall 80 einstufen.

Die Eingruppierung ist jedoch für beide Fälle, die sich auf Nachweise nach dem Strukturspannungskonzept beziehen, unsauber, da die Kerbfälle sich auf einseitig angeschweißte unbelastete Bleche beziehen, während das Dichtblech im vorliegenden Fall das Hängeranschlussblech umschließt und umlaufend verschweißt ist.

**2b.** Der Rand der Ausnehmung am Ende der Verschneidung von Schottblech und Hängeranschlussblech mit Anriss am Hängeranschlussblech (KG 56 infolge Normalkraft und Biegung um die schwache Achse im Hänger).

Gemäß (12) wird das Detail für das Nennspannungskonzept nach (14), Tabelle 8.4 (1), als Kerbfall 56 eingruppiert. Um dieser Einordnung genau zu entsprechen, müsste der Riss demnach im Schottblech sein, was aber aufgrund der Belastung nicht in Frage kommt. Ein Riss im Hängeranschlussblech würde hier senkrecht zu dem gezeichneten Riss verlaufen, mit Ursprung am Rand der Schweißnahtausrundung an der Stirnnaht des Hängeranschlussblechs. Erklären lässt sich die Eingruppierung über die Spannungskonzentration an der Rissstelle, die von der in dem in (14), Tabelle 8.4 (1), gezeigten Fall aufgrund der hier vorhandenen Ausnehmung an eine andere Stelle wandern muss, hier also rechts und links vom Verschneidungsende im Hängeranschlussblech auftritt.

Für den Nachweis mit dem Strukturspannungskonzept lässt sich der hier auftretende Fall nach (14), Anhang B der Nummer (5), „Enden von Anschlussblechen“ zuordnen, woraus sich Kerbfall 100 ergibt. Ein Blechdickeneinfluss ist für das Strukturspannungskonzept nicht zu berücksichtigen.

Entsprechend der Eingruppierung für Strukturspannungen nach (12) trifft für (29) hier No. 521 zu. Mit  $l > 300$  mm ergibt sich Kerbfall 50.

**3.** Der Anriss am Übergang zwischen Hängeranschlussblech und Hänger (KG 112 je nach Blechdicke infolge Normalkraft und Biegung um die starke Achse im Hänger). Da sich (12) hier auf (14), Tabelle 8.3, bezieht, darf die Blechdickenabhängigkeit nicht vernachlässigt werden. Beim Referenzbauwerk würde sich mit dem Abminderungsfaktor  $k_s = (25/t)^{0.2} = 0,85$  der Kerbfall  $0,85 \cdot 112 = 95$  ergeben.

Auch für den Nachweis mit Strukturspannungen gibt (14), Anhang B, hier den Kerbfall 112 an, wobei dieser je nach Ausführung (siehe Spalte „Anforderungen“) teilweise auf 100 zu reduzieren ist.

In (29) wird ebenfalls Kerbfall 112 angegeben, je nach Ausführung wird allerdings eine Reduktion auf bis zu 80 verlangt.

Ein identischer Kerbfall findet sich auch bei Anslusstyp C, allerdings mit geringerer Blechdicke, weshalb dort für das Referenzbauwerk eine geringere Reduktion infolge des Blechdickeneinflusses vorzunehmen ist.

Für die weiteren Hängeranschlusstypen werden in (12) keine Angaben gemacht. Es sind folgende ermüdungsrelevante und nach (14) klassifizierbare Kerbstellen erkennbar:

**4a.** Bei Typ B der Kreuzstoß zwischen dem Flansch des Haupttragelements, dem Schottblech und dem Knotenblech infolge Biegung um die schwache Achse und Normalkraft im Hänger; Anriss im Hängeranschlussblech. Gemäß (14) erfolgt die Einstufung anhand der Länge  $l$  zwischen den Schweißnahtübergängen in Richtung des Kraftflusses. Bei den Dimensionen des Referenzobjekts ergibt sich Kerbfall 71. Die Naht ist durchzuschweißen; für nicht durchgeschweißte Nähte ergibt sich der Kerbfall 36\*.

Für das Strukturspannungskonzept gibt (14) im Fall von voll durchgeschweißten Nähten Kerbfall 100 an, bei nicht voll durchgeschweißten Nähten wäre es Kerbfall 90.

(29) unterscheidet in diesem Fall auch zwischen verschiedenen Nahtausführungen. Für eine durchgeschweißte Naht ohne Exzentrizität gegenüber dem Schottblech darf Kerbfall 100 angesetzt werden.

**4b.** Bei Typ B der Kreuzstoß zwischen dem Flansch des Haupttragelements, dem Schottblech und dem Knotenblech infolge Normalkraft im Haupttragelement; Anriss im Flansch. Es handelt sich um Kerbfall 71 oder 80 nach (14), Tabelle 8.4 (6), je nach Dicke des Knotenblechs.

Für den Nachweis mit Strukturspannungen wird in (14) Kerbfall 100 angegeben.

Nach (29) ist ebenfalls Kerbfall 100 anzusetzen (No. 511).

**5.** Eventuelle Ausnehmung am oberen Rand der Verschneidung von Hängeranschlussblech und Knotenblech infolge Normalkraft und Biegung um die starke Achse des Hängers bei

den Typen B und D; Rissbildung im Knotenblech am Rand der Ausnehmung. Die Einstufung erfolgt in Anlehnung an (12) auf Basis der dort vorgenommenen Eingruppierung für die Schottblechverschneidung (2b). Damit ergibt sich hier auch Kerbgruppe 56 gemäß (14), Tabelle 8.4. Durch eine günstigere Schnittführung an der Ausnehmung lässt sich jedoch ein deutlich höherer Kerbfall erzielen.

Für den Nachweis mit Strukturspannungen nach (14) und (29) siehe (2b).

**6.** Im Falle einer Ausführung ohne Ausnehmung am oberen Ende der Rand der Verschneidung von Hängeranschlussblech und Knotenblech infolge Normalkraft und Biegung um die starke bzw. schwache Achse des Hängers bei den Typen B und D; Rissbildung im Knotenblech. Bei Hängeranschlusstyp D tritt dieses Kerbdetail auch an den oberen Enden der Anschlussnähte zwischen Knotenblech und Laschen auf. Wie bei 5) erhält man hier entweder Kerbgruppe 56 gemäß (14), Tabelle 8.4 oder Kerbfall 71 bzw. 80, je nach geometrischer Ausführung.

Für den Nachweis mit Strukturspannungen nach (14) und (29) siehe (2b).

**7.** Verschneidungen zwischen Hängeranschlussblech und Knotenblech bei den Typen B und D bzw. Schottblech bei Typ A infolge der Hängernormalkraft. Nach (14), Tabelle 8.5 (8) ergibt sich Kerbfall 80 mit  $m = 5$ .

(14), Anhang B gibt keine Informationen zur Kerbfalleinstufung für Strukturspannungen bei Verschneidungen mit schubbelasteten Nähten. In (29) kann der Nachweis mit No. 321 - 322 erfolgen, je nach Nahtausführung und Schweißverfahren. Für das Referenzbauwerk wird von beidseitigen handgeschweißten Kehlnähten ausgegangen, womit sich Kerbfall 90 ergibt.

**8.** Die Naht zwischen Stegblechen und Hängeranschlussblechen der Zwillingshänger bei Typ C bzw. der Laschen bei Typ D mit Anriss im Hängeranschlussblech infolge Hängernormalkraft. Denkbar wäre eine Einstufung gemäß (14), Tabelle 8.3 (1) oder (4). Damit würde sich mit Blechdickenabhängigkeit ein Kerbfall von max. 112 ergeben. Dieser Kerbfall wird i.d.R. nicht maßgebend, siehe (9).

Für den Strukturspannungsnachweis nach (14) entspricht die Kerbstelle Fall (3).

**9.** Entsprechend der in (8) genannten Situation, allerdings mit Anriss am Rand infolge von Normalkraft und Biegung um die starke Achse des Hängers. (14), Tabelle 8.3 (19) verweist für die Einstufung auf Tabelle 8.4 (4), wo sich wiederum ein Verweis auf (1) findet. Damit ergibt sich ohne Blechdickenabhängigkeit Kerbfall 80, da die Länge  $l$  die gesamte Steghöhe umfasst.

Für den Strukturspannungsnachweis nach (14) entspricht die Kerbstelle Fall (3), wie auch (8).

**10.** Nahtenden an der Verbindung von Hängeranschlussblechen und Stegblechen mit Anriss im Stegblech infolge Normalkraft des Haupttragelements bei Typ C und Typ D. Je nach geometrischer Ausführung erfolgt die Einstufung nach (14), Tabelle 8.4, als Kerbfall 50, 71 oder 90, sofern die Ausführung ausgerundet erfolgt.

Für den Strukturspannungsnachweis nach (14) ist die Einstufung Kerbfall 100.

In (29) werden auch die Kerbfälle 50, 71 und 90 angegeben, je nach Größe des Ausrundungsradius (No. 526).

Um den Nachweis der Ermüdungssicherheit nach dem Strukturspannungskonzept zu führen, sind die ermittelten Strukturspannungen am Hot Spot den Kerbfällen gegenüber zu stellen. Allerdings existieren für Ermittlung der Strukturspannungen verschiedene Ansätze. Das folgende Kapitel befasst sich daher mit der Strukturspannungsermittlung am Beispiel des Schweißnahtübergangs am Dichtblech (Anschlusstyp A1, Kerbdetail 1a in Tabelle 5).

## 11 Ermittlung der Strukturspannungen am Hot Spot

Die Strukturspannungen am jeweiligen Hot Spot werden mit Hilfe von Finite-Elemente-Modellen ermittelt. Zur Ermittlung des Hot Spots gibt es nach (29) verschiedene Ansätze zur Extrapolation mit zwei oder drei Stützstellen in der Nähe des Hot Spots. Es wird dabei nach Hot Spots vom Typ a und Hot Spots vom Typ b unterschieden, siehe Abbildung 11.1.

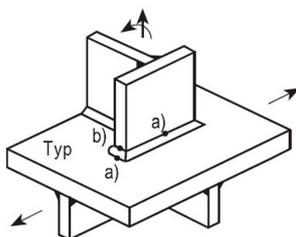
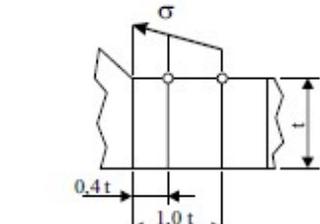
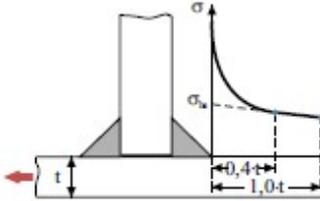
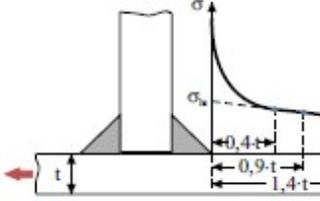
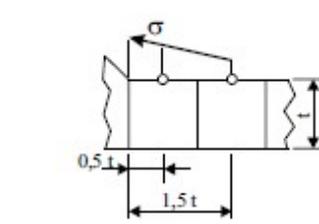
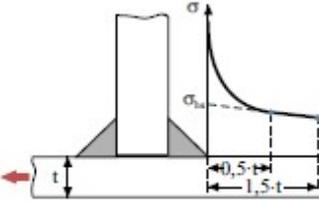
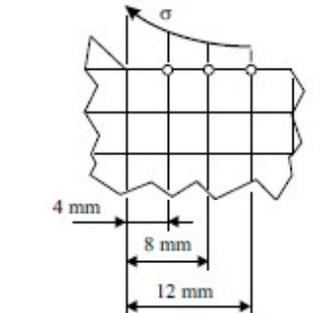
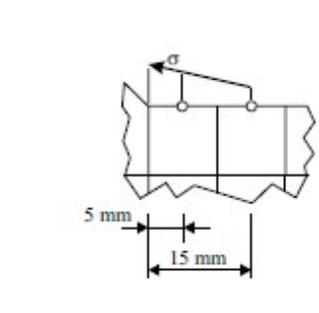


Abbildung 11.1 : Hot Spots nach IIW-Richtlinie (29)

Allgemein beziehen sich Hot Spots von Typ a auf nicht stirnseitig liegende Nähte und Hot Spots von Typ b auf stirnseitige Nähte. Es kann auch vorkommen, dass am selben Nahtquerschnitt Hot Spot-Typen auftreten, wenn an der Stelle nur eines der verbundenen Bleche stirnseitig verschweißt ist. Der Unterschied begründet sich in der viel größeren Blechdicke senkrecht zur Naht bei Hot Spots vom Typ b. Dementsprechend ist die Lage der Stützstellen für die Interpolation hier, anders als bei Hot Spots vom Typ a, nicht mehr von der Blechdicke abhängig.

Für beide Hot Spot-Typen werden in (29) jeweils Empfehlungen für Modelle mit grober bzw. feiner Netzdichte gegeben. Während bei grob vernetzten Modellen immer ein linearer Extrapolationsansatz empfohlen wird, existieren für Hot Spots vom Typ a bei feiner Netzdichte Empfehlungen sowohl für lineare als auch für quadratische Extrapolation. Für die Ermittlungen der Spannungen an Hot Spots vom Typ b mit fein vernetzten Modellen wird eine quadratische Extrapolation empfohlen. Die in Abbildung 11.2 gezeigte Zusammenstellung stammt aus (16) und gibt eine Übersicht über die in (29) genannten Modellierungs- und Extrapolationsvorschläge.

Die Empfehlungen aus (29) gelten gemäß (42) nur für Belastung senkrecht zur Schweißnaht. Bei mehraxialem Spannungszustand ist die betragsmäßig größte Hauptspannung anzusetzen, falls sie einen Winkel zwischen  $30^\circ$  und  $90^\circ$  zur Achse der Schweißnaht hat.

	Feine Netzdichte (wie abgebildet oder feiner)	Grobe Netzdichte (konstante Elementgrößen)
Hot-Spot Typ „a“	<p>a)</p>  <p>Linearer Ansatz:  <math>\sigma_w = 1,67 \cdot \sigma_{0,0t} - 0,67 \cdot \sigma_{1,0t}</math></p>  <p>Quadratischer Ansatz:  <math>\sigma_w = 2,52 \cdot \sigma_{0,0t} - 2,24 \cdot \sigma_{0,9t} + 0,72 \cdot \sigma_{1,4t}</math></p> 	<p>b)</p>  <p>Linearer Ansatz:  <math>\sigma_w = 1,50 \cdot \sigma_{0,5t} - 0,50 \cdot \sigma_{1,5t}</math></p> 
Hot-Spot Typ „b“	<p>c)</p>  <p>Quadratischer Ansatz:  <math>\sigma_w = 3 \cdot \sigma_{0,4mm} - 3 \cdot \sigma_{0,8mm} + \sigma_{1,2mm}</math></p>	<p>d)</p>  <p>Linearer Ansatz:  <math>\sigma_w = 1,5 \cdot \sigma_{0,5mm} - 0,5 \cdot \sigma_{15mm}</math></p>

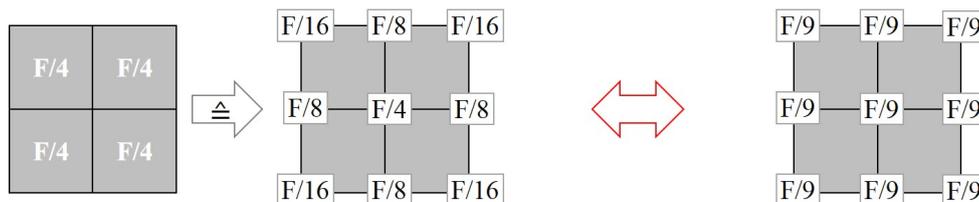
**Abbildung 11.2** : „Stützstellen und Extrapolationsgleichungen in Abhängigkeit des FE-Netzes für Typ a- und Typ b-Hot-Spots gemäß IIW-Dokument“ (16)

Ansonsten wird die Spannung senkrecht zur Schweißnaht für den Nachweis verwendet. Für ein mögliches Versagen an der Nahtwurzel existieren derzeit noch keine Empfehlungen, weshalb Konstruktionen mit diesem Risiko zu vermeiden sind – eine Forderung, deren Praxistauglichkeit als fragwürdig angesehen werden kann.

In (42) werden zwar neben Empfehlungen zur Modellierung mit Volumenelementen auch Hinweise auf die Netzdichte und Modellierungsempfehlungen für Schalenelemente gegeben. Allerdings wird auch darauf hingewiesen, dass Volumenelemente für die Strukturspannungsberechnung in der Regel genauere Ergebnisse liefern. Deshalb und vor allem auch im Hinblick auf Vergleiche mit räumlich sehr fein vernetzten Modellen und auf die großen Blechdicken werden die hier untersuchten Details mit Volumenelementen modelliert.

Bei der Modellierung der Finite-Elemente-Modelle werden Hexaeder-Elemente höherer Ordnung, z.B. isoparametrische 20-Knoten-Elemente, verwendet. Auf einen vollständigen Integrationsansatz wird verzichtet, da hierdurch ungewollte Schubversteifungen („*shear locking*“) auftreten können (16), (29). Daher wiederum wird in den hier entwickelten Modellen auf die Methode der reduzierten Integration zurückgegriffen.

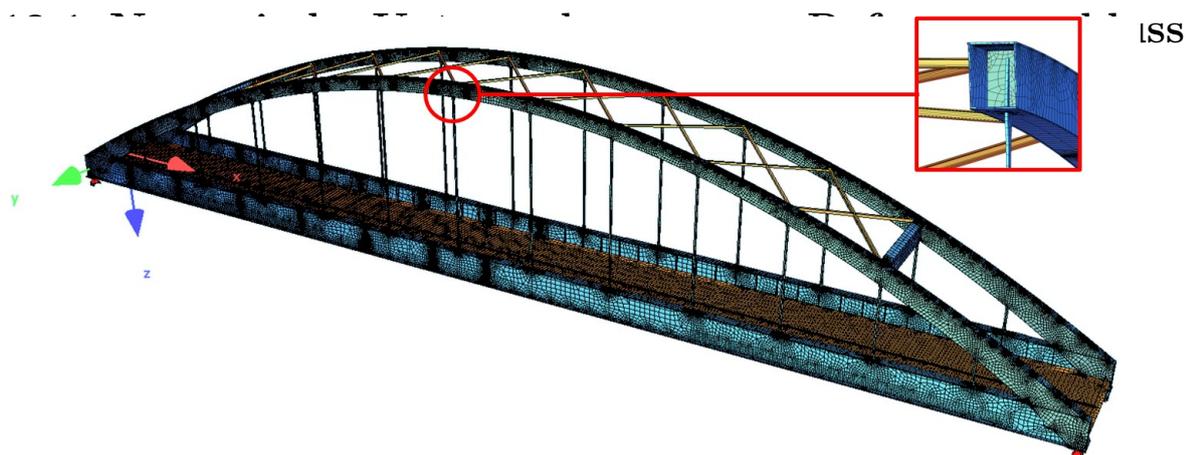
Erfolgt die Lastaufbringung über einen Referenzknoten, der an die jeweilige Schnittfläche gekoppelt ist, so stellt sich die Frage nach der Art der Kopplung. In Finite-Elemente-Programmen ist es oft möglich, den Referenzknoten mittels kinematischer Kopplung an eine Fläche der FE-Struktur oder an ein Knotenset (eine zuvor definierte Gruppe einzelner Knoten) zu koppeln. Erfolgt die Kopplung an ein Knotenset, so wird die Kraft gleichmäßig (im Falle eines Moments linearisiert) auf alle Knoten verteilt. Das bedeutet, dass jeder Einzelknoten den gleichen Lastanteil abträgt. Anders verhält es sich bei einer Kopplung auf eine Fläche. Hier erhält jede Elementoberfläche den gleichen Lastanteil, welcher dann für das jeweilige Element gleichmäßig auf die Knoten verteilt wird. Das bedeutet für Randknoten im Vergleich zu innerhalb der Fläche liegenden Knoten eine Halbierung der abzutragenden Last. Eckknoten erhalten sogar nur ein Viertel der Last. Damit sind die durch das FE-Modell entstehenden und nicht der Realität entsprechenden Spannungsspitzen deutlich geringer als bei einer direkten Kopplung auf die Knoten, siehe Abbildung 11.3 – ein Effekt, der vor allem bei groben Netzen sehr große Ungenauigkeiten bewirken kann. Des Weiteren ist bei der Erstellung der Referenzknoten unbedingt darauf zu achten, dass diese im Schwerpunkt der Schnittfläche liegen; bereits eine kleine Abweichung kann hier zu dramatischen Fehlern führen.



**Abbildung 11.3** : Vergleich der Lastaufbringung auf Flächen (links) und auf Knoten (rechts)

## 12 Untersuchungen am Dichtblech (Anschlusstyp A)

Ein kontrovers diskutiertes Detail an Hängeranschlüssen des Typs A ist das Deckel- oder Dichtblech, mit dem der durch das Hängeranschlussblech durchdrungene Flansch des Haupttragelements verschlossen wird. In der Praxis wird das Dichtblech aufgrund seiner verglichen mit dem durchdrungenen Flansch äußerst geringen Steifigkeit oft bei der statischen Berechnung vernachlässigt. Dieses Vorgehen kann jedoch zu enormen Fehlern führen, wie schon die veränderte Lage des Drehpunktes bei Ansetzen des Dichtblechs (vgl. Kapitel 8) deutlich zeigt. Des Weiteren nimmt das Dichtblech auch einen nicht vernachlässigbaren Teil der Normalkraft des ausgesparten Haupttragelements auf, die durch die Schweißnaht übertragen werden muss. Es soll daher die stirnseitig liegende Schweißnaht am Dichtblech genauer untersucht werden.



**Abbildung 12.1** : Für Dichtblechuntersuchungen gewählter Anschluss, Abbildung nach (27)

Für die numerische Untersuchung des Dichtblechs wird der Hängeranschluss am Bogen mit der Positionsnummer 6 gewählt, siehe Abbildung 12.1.

## 12.2 Modellbildung

Zur Erfassung der Strukturspannungen wurde ein detailliertes Submodell dieses Anschlusses erstellt. Um die Extrapolationspunkte bei der Netzgenerierung zu berücksichtigen, muss zunächst die Art des Hot Spots geklärt werden. Nach der Geometrie des aufgeschweißten Dichtblechs kommen gemäß (29) die Varianten d) und i) infrage, siehe Abbildung 12.2. Da Variante i) einen innenliegenden Anriss hat und somit „generell zu vermeiden“ ist, bleibt Variante d) übrig, und es liegt ein Hot Spot vom Typ a vor.

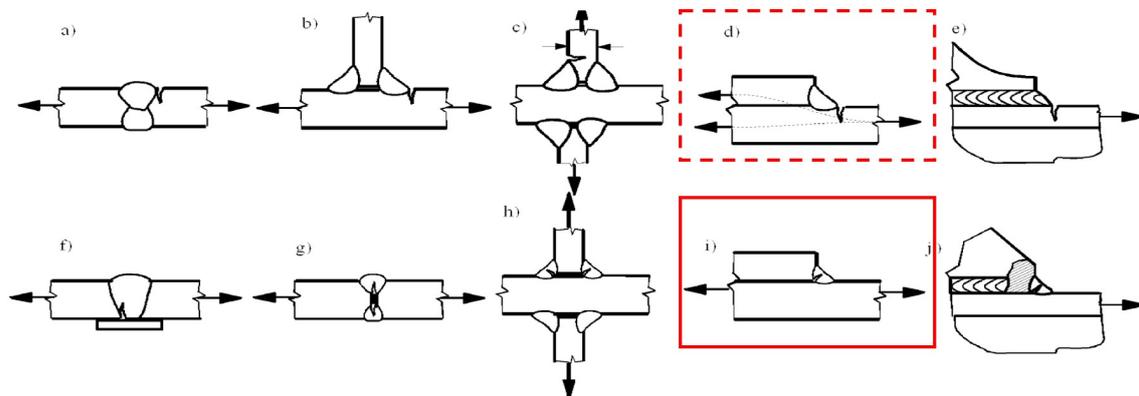


Abbildung 12.2 : Beispiele für mögliche Anrisspositionen nach (29)

Für die Wahl der Netzdichte wird in (29) angegeben, dass ein Element über die Dicke des Blechs ausreichend ist, wobei keine Unterscheidung nach Blechdicken erfolgt. Um zu überprüfen, ob ein Dickeneinfluss besteht, werden hier die Ergebnisse für verschiedene Blechdicken dargestellt. Nicht bei allen Anwendungsfällen ist eindeutig, ob am Detail ein Hot Spot von Typ a oder Typ b vorliegt. Es stellt sich also Frage, ob sich die Ergebnisse drastisch ändern, wenn statt der Modellierungsempfehlung für Typ-a-Hot Spots die des Typs b angewandt werden.

Die Modifikationen zum Vergleich der verschiedenen Verfahren zur Ermittlung der Spannung am Hot Spot wurden jeweils am Unterflansch, am Dichtblech und bei Notwendigkeit einer Netzanpassung an den daran angrenzenden Teilen vorgenommen.

### 12.2.1 Belastung

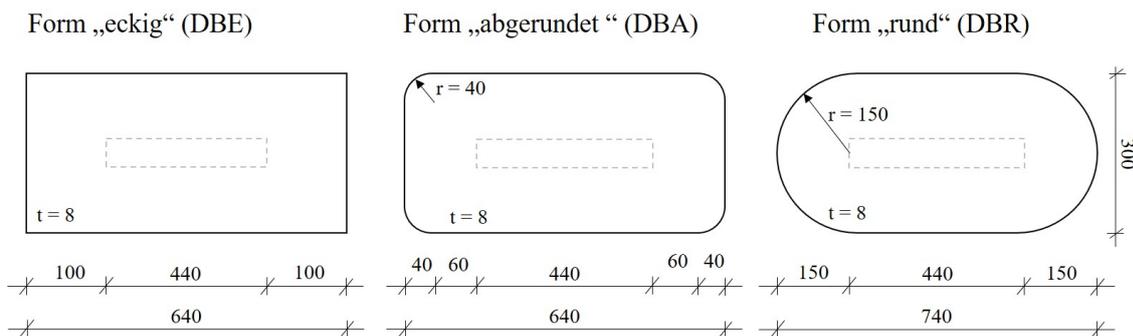
Um das maximale am Hot Spot zu berücksichtigende Schwingenspiel zu ermitteln, wird aus den in Kapitel 6 vorgestellten Belastungslinien für die Verkehrslast der maßgebende Lastfall ausgewählt. Es handelt sich um einen bei der Überfahrt von BZ5 entstehenden Lastfall unter Vollast, bei dem die maximale Hängernormalkraft entsteht. Die einzelnen Schnittgrößen an den Schnittstellen des Hängeranschlusses sind in Tabelle 6 dargestellt.

**Tabelle 6** : Für die Ermittlung der an der Dichtblechvorderkante auftretenden Hot Spot-Spannung verwendete Belastung, siehe auch LF 5141 in (27)

Position	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	M <sub>t</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Bogenanschnitt links vom Hänger	-5163,60	1,37	155,60	1,41	143,95	-13,37
Bogenanschnitt rechts vom Hänger	-5140,20	-0,04	150,70	0,43	146,55	-16,62
Hängeranschnitt	551,00	0,09	-0,03	0,00	0,18	0,11

### 12.2.2 Geometrie

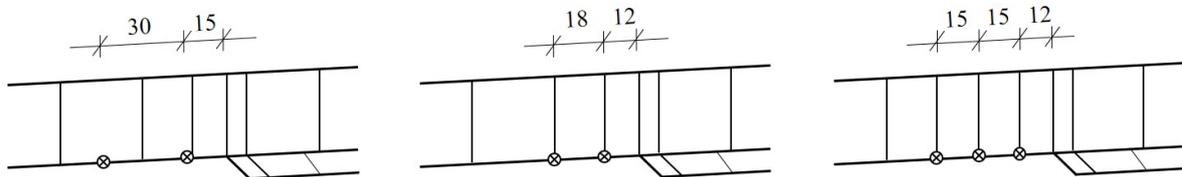
Immer wieder stellt sich die Frage nach der optimalen Dichtblechgeometrie. Im Referenzobjekt wurde ein rechteckiges Dichtblech mit einer Dicke von 8 mm verwendet. In den folgenden Untersuchungen werden ausgehend von diesem Referenzwert verschiedene Dicken betrachtet. Um den Einfluss der Blechgeometrie genauer zu beleuchten, werden hier neben der Ausführung als Rechteck noch eine schwach und eine stark abgerundete Geometrie untersucht. Für die stark abgerundete Variante mit der Bezeichnung „rund“ wird ab der Stirnseite des Hängeranschlussblechs ein Halbkreis gezogen. Der Radius ergibt sich aus der Dichtblechbreite von 150 mm. Dadurch verlängert sich das Dichtblech gegenüber der im Referenzbauwerk ausgeführten Variante um 100 mm.



**Abbildung 12.3** : Varianten für die Geometrie des Dichtblechs im FE-Modell

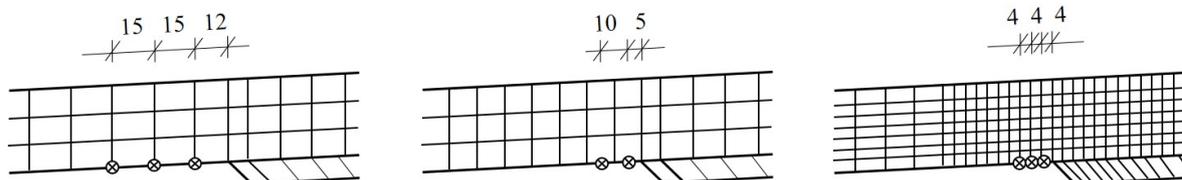
Für die einfachste Art, die Spannungen am Hot Spot zu erfassen, werden lediglich zwei Stützstellen benötigt, da es sich um eine lineare Extrapolation handelt. Da in (42) nur ein Element über die Blechdicke gefordert wird, ergibt sich die in Abbildung 12.4 links gezeigte Vernetzung mit 15 mm und 45 mm Abstand der Extrapolationsstützstellen zum Hot Spot bei einer Blechdicke von 30 mm für einen Hot Spot vom Typ a mit grober Vernetzung.

Alternativ dazu besteht die Möglichkeit, die Hot Spot-Spannung für Typ a mit feiner Vernetzung zu ermitteln. Hierfür gibt es zwei Varianten: mit linearer oder mit quadratischer Extrapolation, siehe Abbildung 12.4 Mitte und rechts.



**Abbildung 12.4** : Vernetzung und Stützstellen zur Ermittlung der Hot Spot-Spannung für Typ a bei grober Netzdicke mit linearer Extrapolation (links), feiner Netzdicke mit linearer Extrapolation (Mitte) und feiner Netzdicke mit quadratischer Extrapolation (rechts)

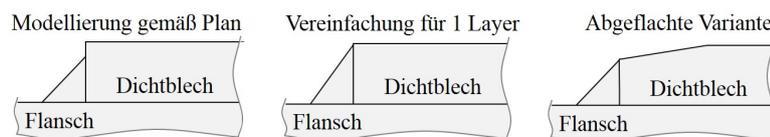
Auch für die Auswertung mithilfe quadratischer Extrapolation wird nur ein Element über die Blechdicke gefordert. Es gibt jedoch im IIW-Dokument (42) einen Hinweis, der besagt, dass es bei sehr dicken Blechen (ohne Bezifferung der Dicke) notwendig sein kann, mit mehreren Lagen zu arbeiten. Daher werden für Hot Spot a mit feiner Netzdicke und quadratischer Extrapolation zwei Varianten untersucht: die Modellierung mit einer Lage und die Modellierung mit drei Lagen, siehe Abbildung 12.5 links.



**Abbildung 12.5** : Vernetzung und Stützstellen zur Ermittlung der Hot Spot-Spannung für Typ a bei feiner Netzdicke mit linearer Extrapolation und drei Lagen (links), Hot Spot Typ b mit grober Netzdicke und linearer Extrapolation (Mitte), Hot Spot Typ b mit feiner Netzdicke und quadratischer Extrapolation (rechts)

Um die Auswirkungen unterschiedlicher Extrapolationsmethoden im Sinne einer Sensitivitätsstudie aufzuzeigen, wurde für ausgewählte Fälle vergleichsweise die Modellierung als Hot Spot vom Typ b vorgenommen. Die FE-Netze sowie die dazugehörigen Extrapolationsstellen gemäß (29) sind in Abbildung 12.5 (Mitte, rechts) dargestellt.

Da die ausgeführte Schweißnaht mit  $a = 5$  mm eine Seitenlänge von 7,07 mm aufweist, das Dichtblech jedoch 8 mm dick ist, wurde zur Plausibilitätskontrolle ein Vergleich von drei Modellierungsvarianten durchgeführt, siehe Abbildung 12.6. Es zeigt sich, dass die Ergebnisse für die Hot Spot-Spannung bei Modellierung als Hot Spot vom Typ a mit feiner Netzdicke und quadratischer Extrapolation um maximal 0,23 % voneinander abweichen, weshalb für den Variantenvergleich die vereinfachte Modellierung gewählt wird.

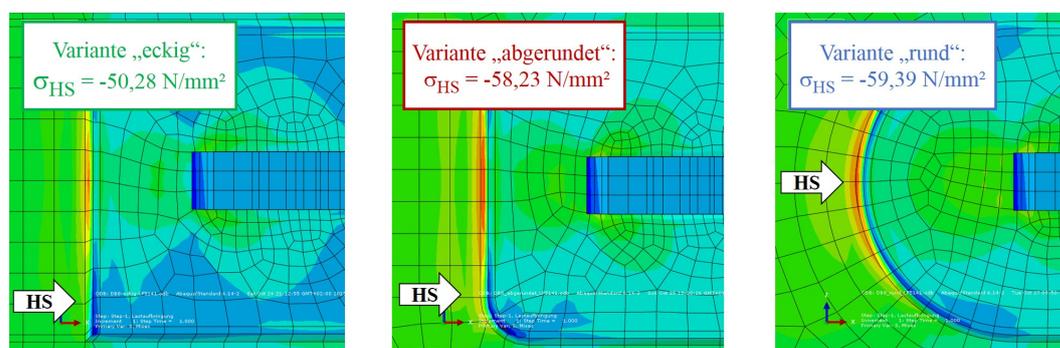


**Abbildung 12.6** : Schweißnahtgeometrien zur Überprüfung der Plausibilität einer vereinfachten Modellierung

### 12.2.3 Ergebnisse

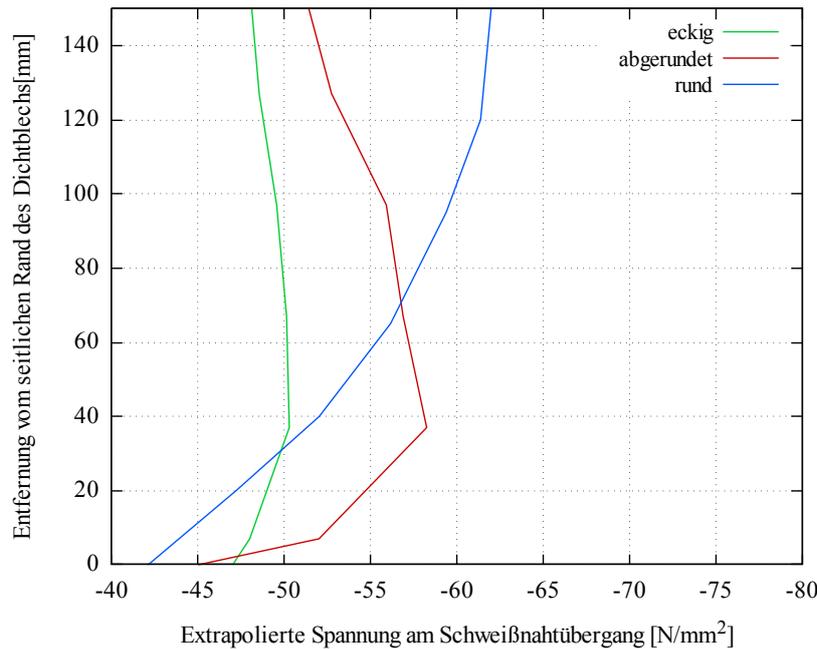
#### Variation der Dichtblechform: Vergleich der Hot Spots nach Typ a mit grober Netzdichte

Für die Variante „Typ a, grobe Netzdichte, lineare Extrapolation“ ergeben sich bei den drei gewählten Geometrien die in Abbildung 12.7 dargestellten Ergebnisse.



**Abbildung 12.7** : Untersicht des Hängeranschlusses (Ausschnitt) an Position 6 des Bogens mit Schnitt durch den Hänger; Hot Spot-Spannungen bei unterschiedlicher Geometrie und Lage des jeweiligen Hot Spots

Es zeigt sich, dass die für den Hot Spot errechnete Spannung bei diesen drei Geometrievarianten nicht nur um bis zu 23,24 % voneinander abweicht, sondern auch eine unterschiedliche Lage besitzt. Die sich durch Extrapolation ergebende maximale Hot Spot-Spannung tritt an anderer Stelle auf als die höchste Druckspannung im Modell, weshalb die Lage des jeweiligen Hot Spots in Abbildung 12.7 gekennzeichnet ist. Abbildung 12.8 zeigt die Verläufe der extrapolierten Druckspannungen jeweils für eine Hälfte der Dichtblechvorderte. Die vom Betrag her geringste Spannung am Hot Spot errechnet sich bei der im Referenzbauwerk verwendeten rechteckigen Form. Die ganz ausgerundete Form weist die betragsmäßig größte Spannung auf und ist die einzige Variante mit einem mittig auftretenden Hot Spot. Erklären lässt sich dieser Effekt durch die hohe Druckspannung am Unterflansch des Bogens, der an dieser Stelle aufgrund der Aussparung des Flansches zur Durchführung des Hängeranschlussblechs teilweise in das Dichtblech umgeleitet wird. Vergleichssimulationen haben gezeigt, dass dieser Effekt durch das Vorhandensein des



**Abbildung 12.8** : Verlauf der errechneten Druckspannungen an der Vorderkante des Dichtblechs für drei verschiedene Dichtblechgeometrien nach Extrapolation als Hot Spot vom Typ a mit grober Netzdichte; Auswertung über halbe Dichtblechbreite

Hängeranschlussblechs noch verstärkt wird, da sich dadurch in der Mitte des Dichtblechs ein Bereich mit besonders hoher Steifigkeit befindet.

### Variation der Spannungsberechnung am Hot Spot: Vergleich der errechneten Spannungen am Hot Spot an eckig und abgerundet ausgeführten Dichtblechen

Vergleicht man anhand der eckig ausgeführten Variante die verschiedenen Modellierungsmöglichkeiten nach (29) (siehe Tabelle 7), so stellt sich heraus, dass die Werte für Hot Spots des Typs a in einem ähnlichen Bereich liegen. Erwartungsgemäß ergeben sich für quadratische Extrapolation leicht höhere Werte. Durch mehrere Lagen über die Blechdicke, die in diesem Fall zu annähernd kubischen Elementen führt, ergibt sich ein weiterer Anstieg der Spannung um 1,47 %. Insgesamt lässt sich folgern, dass die Qualität der Ergebnisse in diesem Fall nur geringfügig von der Netzdichte abhängig ist.

Der Vergleich mit einer Modellierung als Hot Spot vom Typ b liefert deutlich abweichende Ergebnisse. Bei linearer Extrapolation errechnen sich hier deutlich niedrigere Spannungen, wobei der Hot Spot ebenfalls in der Nähe des Randes ist. Wählt man eine feine Netzdichte, so steigen die errechneten Spannungen an allen Stellen stark an, und der Hot Spot befindet sich auch bei eckiger Dichtblechgeometrie in der Mitte. Bemerkenswert

**Tabelle 7** : Vergleich der Modellierungsmöglichkeiten am Beispiel eines eckigen Dichtblechs mit einer Stärke von 8 mm

HS-Typ	Netz	Elementgröße	Extrapolation	Spannung am Hot Spot	
				$\sigma_{\text{Rand}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{Mitte}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
a	grob	30 mm	linear	<b>-50,28</b>	-47,97
a	fein	30 mm	linear	<b>-50,83</b>	-48,20
a	fein	30 mm	quadratisch	<b>-51,69</b>	-49,04
a	fein	10 mm	quadratisch	<b>-52,45</b>	-50,23
b	grob	10 mm	linear	<b>-42,05</b>	-37,71
b	fein	4 mm	quadratisch	-69,75	<b>-75,22</b>

sind die großen Unterschiede in den ermittelten Spannungen: Die extrapolierte Spannung in der Mitte der Dichtblechvorderkante steigt für einen Hot Spot von Typ b bei feiner Netzdichte im Vergleich zu grober Netzdichte um 99,47 % an. Für Hot Spots des Typs b gibt (29) feste Knotenabstände an, da diese Art von Hot Spot sich auf Spannungen an den Stirnseiten von Blechen bezieht und eine Abhängigkeit von der Blechdicke daher unpassend wäre. Das führt allerdings dazu, dass für grobe Strukturen die gleiche Netzdichte gewählt wird wie für feine Strukturen. Es stellt sich hier die Frage, ob ein etwaiger Blechdickeneinfluss für diese Art von Hot Spot tatsächlich irrelevant ist.

**Tabelle 8** : Vergleich der Modellierungsmöglichkeiten am Beispiel eines abgerundeten Dichtblechs mit einer Stärke von 8 mm

HS-Typ	Netz	Elementgröße	Extrapolation	Spannung am Hot Spot	
				$\sigma_{\text{Rand}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{Mitte}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
a	grob	30 mm	linear	<b>-58,23</b>	-54,73
a	fein	30 mm	linear	<b>-58,92</b>	-55,50
a	fein	30 mm	quadratisch	<b>-60,24</b>	-48,02
b	grob	10 mm	linear	-78,62	<b>-82,49</b>
b	fein	4mm	quadratisch	<b>-71,91</b>	-71,11

Auch bei abgerundeten Ecken erreichen die errechneten Hot Spot-Spannungen bei Modellierung als Typ a einen ähnlichen Bereich mit leichtem Anstieg bei quadratischer Extrapolation. Modelliert man diese Geometrie als Hot Spot vom Typ b, erhält man ebenso fragwürdige Ergebnisse wie bei der eckigen Ausführung. Allerdings ergeben sich

hier in beiden Fällen deutlich höhere Spannungen. Es ist davon auszugehen, dass die Modellierung als Typ b aufgrund der engen Maschenweite keine plausiblen Ergebnisse liefern kann, da sich die Extrapolationspunkte bereits in einem Bereich befinden, in dem das Modell durch Singularitäten zu hohe Spannungen ausgibt.

Es konnte gezeigt werden, dass die Wahl der Art des Hot Spots (Typ a oder Typ b) einen maßgeblichen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Bei der Berechnung nach dem Verfahren für Hot Spots von Typ b zeigte sich ein signifikanter Einfluss der Netzdichte auf die Größe der errechneten Spannungen. Da es sich hier klar um einen Hot Spot des Typs a handelt, werden hierfür im Folgenden noch weitere Varianten genauer untersucht.

### Variation der Dichtblechdicke: Vergleich der Spannungen am Hot Spot von Typ a mit feiner Netzdichte und quadratischer Extrapolation

Da die Modellierungsvariante als Hot Spot vom Typ a mit feiner Netzdichte und quadratischer Extrapolation die plausibelsten Ergebnisse liefert, werden mit dieser Vorgehensweise verschiedene Dichtblechdicken untersucht. Es zeigt sich, dass ein dünneres Dichtblech zu vom Betrag her niedrigeren Spannungen am Hot Spot führt, siehe Tabelle 9. Das liegt daran, dass das dünnere Blech aufgrund seiner geringeren Steifigkeit einen kleineren Teil der Spannungen aufnehmen kann als ein dickeres Blech, wodurch auch ein geringerer Anteil der Spannungen durch die Schweißnaht geführt wird. Wählt man ein dickeres Dichtblech, so steigen die Spannungen erwartungsgemäß an, da das Dichtblech einen größeren Spannungsanteil aufnehmen kann.

**Tabelle 9** : Vergleich verschiedener Dichtblechdicken am Beispiel eines eckigen Dichtblechs. Modellierung als Hot Spot vom Typ a mit als fein definierter Netzdichte, Kantenlänge der Elemente von 10 mm und quadratischer Extrapolation.

Dichtblechdicke	Spannung am Hot Spot	
	$\sigma_{\text{Rand}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{Mitte}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
6 mm	-49,33	-46,93
8 mm	-52,45	-50,23
10 mm	-54,68	-51,01
12 mm	-56,57	-51,23

## 13 Ermüdungsversuche am skalierten Dichtblechdetail

Zur Verifikation der mit Hilfe von FE-Simulationen am Dichtblechanschlussbereich prognostizierten Anrissstellen und Hot Spot-Spannungen (Kapitel 12) wurden Ermüdungsversuche an skalierten Teilen der Hängeranschlüsse durchgeführt.

### 13.1 Versuchsvorbereitung

#### 13.1.1 Dimensionierung der Probekörper

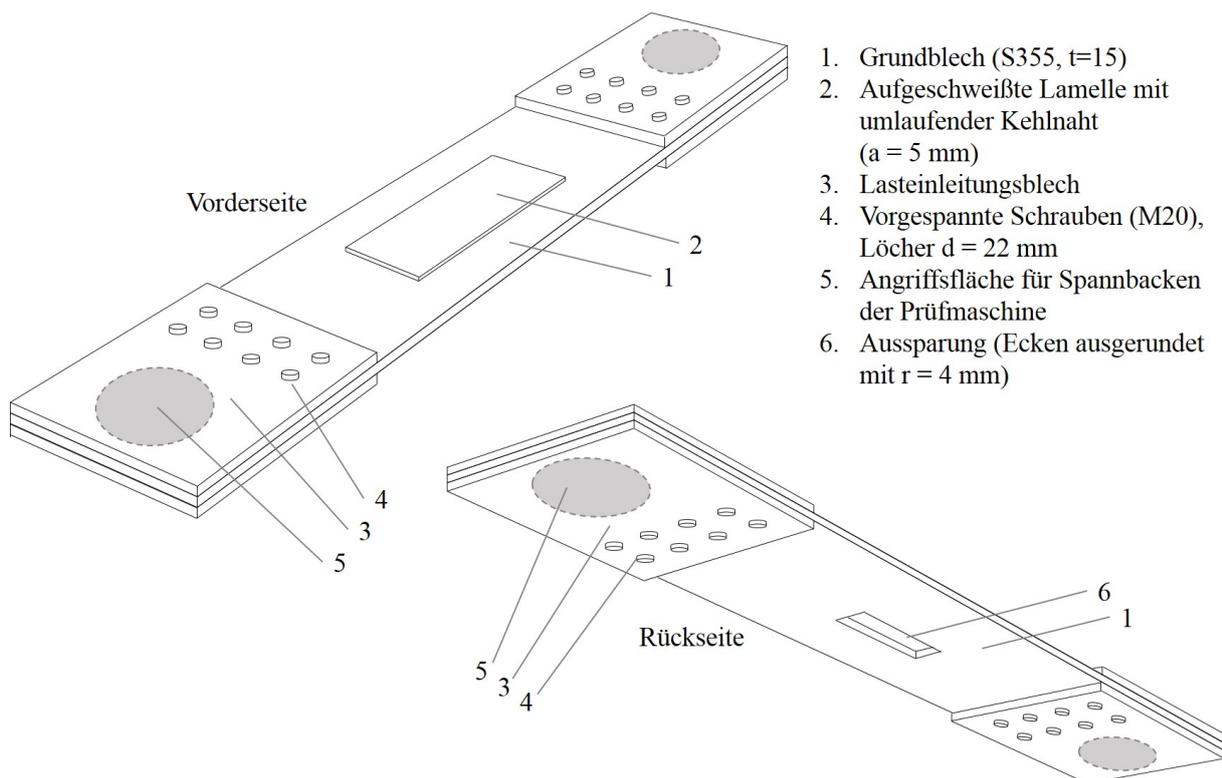


Abbildung 13.1 : Probekörper für Schwingversuche (45)

Der in den Versuchen untersuchte Ausschnitt beinhaltet das Dichtblech und den daran anschließenden Flansch des Haupttragelements. Aufgrund verschiedener Randbedingungen (Dimensionen und Kraft der Prüfmaschine, maximale Abmessungen des Lasteinleitungsbereichs) wird die in Abbildung 13.1 dargestellte Probekörpergeometrie gewählt. Das

Grundblech stellt einen Ausschnitt des Flansches dar, dessen Dicke auf 15 mm reduziert wurde, um die erforderliche Hot Spot-Spannung für Ermüdungsversagen unter den gegebenen Laborbedingungen erreichen zu können. Die aufgeschweißte Lamelle fungiert als Dichtblech und wird mit der im Referenzbauwerk verwendeten Dicke von 8 mm gefertigt, da ein Herabskalieren der Dichtblechdicke zu einem unerwünschten Steifigkeitsverlust führen würde. Die Dichtblechnaht behält demnach auch das Wurzelmaß von  $a = 5$  mm bei.

### 13.1.2 Lasteinleitung

Im Lasteinleitungsbereich steht eine kreisförmige maximale Lasteinleitungsfläche mit einem Durchmesser von 145 mm zur Verfügung. Da die Einleitung der erforderlichen Last für Ermüdungsversagen an der Dichtblechnaht an der Stirnseite des Lasteinleitungsbereichs gemäß FE-Berechnung zum Fließen des Stahls führen würde (siehe Abbildung 13.2), werden in diesem Bereich Verstärkungsbleche eingesetzt. Zur besseren Verteilung der Last werden außerdem pro Seite acht vorgespannte Schrauben angeordnet. Es ergibt sich damit die in Abbildung 13.3 gezeigte Spannungsverteilung vor Erreichen der zu untersuchenden Stelle.

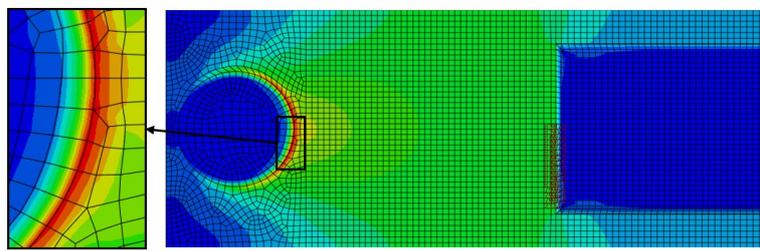


Abbildung 13.2 : Überschreitung der Fließspannung am Rand der Lasteinleitung

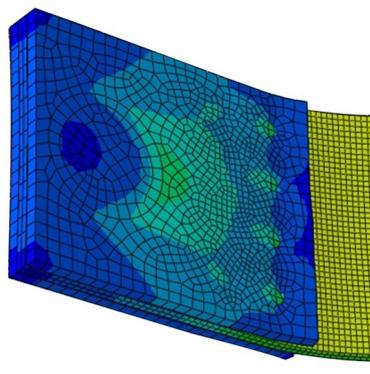
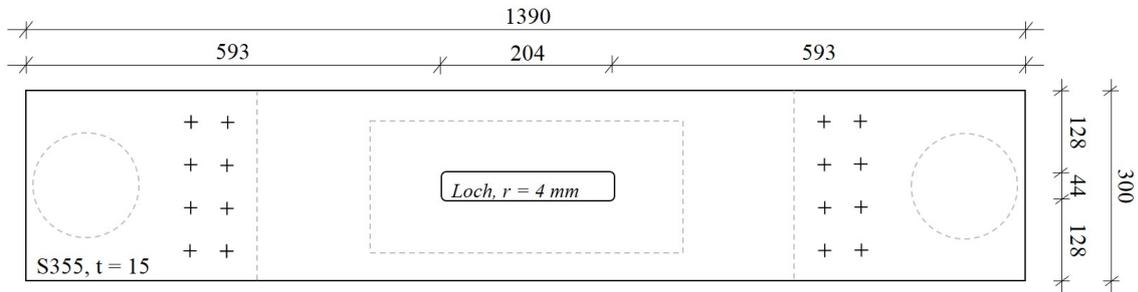


Abbildung 13.3 : Spannungsverteilung durch die Verstärkungsbleche mit vorgespannten Schrauben

Weitere Simulationen dienen dazu, den erforderlichen Abstand zwischen Lasteinleitungsbereich und Dichtblech zu ermitteln, um eine homogene Spannungsverteilung über den

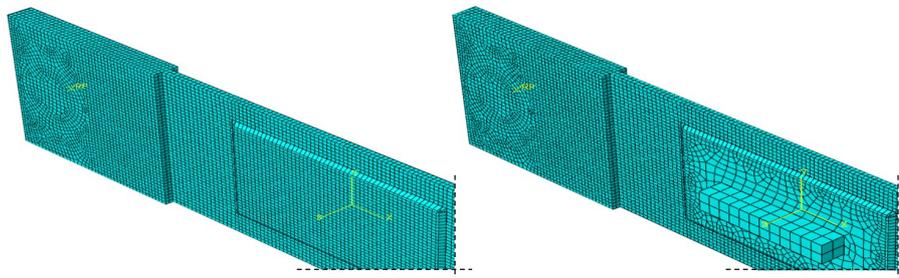
Querschnitt zu erhalten. Daraus ergaben sich die in Abbildung 13.4 gezeigten Abmessungen für das Grundblech.



**Abbildung 13.4** : Abmessungen des Grundblechs der Probekörper

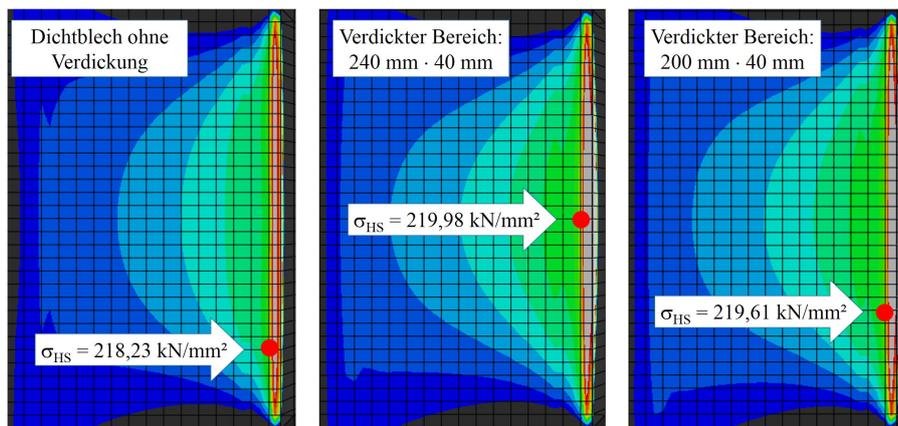
### 13.1.3 Fehlendes Hängeranschlussblech

Im Bereich um die Aussparung ist im Probekörper ein Dichtblech aufgeschweißt. Auf das Hängeranschlussblech wurde verzichtet, weshalb dieses Dichtblech keine Aussparung aufweist. Im FE-Modell wurde geprüft, ob ein verdickter Mittelteil, der das Existieren des Hängeranschlussblechs simulieren würde, zu veränderten Ergebnissen führen würde (siehe Abbildung 13.5).



**Abbildung 13.5** : Verdickter Mittelteil am Dichtblech im FE-Modell, um Steifigkeitsanteil des Hängeranschlussblechs zu simulieren

Die Lage des Hot Spots ist in der Tat von der Steifigkeit des mittleren Bereichs des Dichtblechs abhängig. Eine höhere Steifigkeit, wie sie durch eine Verdickung oder ein eingeschweißtes Hängeranschlussblech hervorgerufen würde, sorgt für eine Spannungskonzentration in der Mitte der Frontnaht am Dichtblech. Bei einer Belastung mit 615 kN ergeben sich die in Abbildung 13.6 gezeigten Hot Spot-Spannungen. Diese liegen alle in einem sehr ähnlichen Bereich. Ein verdicktes Mittelteil würde zu einer unrealistischen Spannungskonzentration in der Mitte führen, da das Steifigkeitsverhältnis von Dichtblech und Flansch im Probekörper ohnehin bereits zu Gunsten des Dichtblechs verändert wurde. Daher wird auf die Verdickung verzichtet.



**Abbildung 13.6** : Spannungsverteilung und Hot Spot an der Dichtblechvorderkante (jeweils rechter Rand) für Varianten der Verdickung

### 13.1.4 Steifigkeitsverhältnis zwischen Grundblech und Dichtblech

Da die gewählten Dimensionen zu einem anderen Steifigkeitsverhältnis zwischen Grundblech und Dichtblech führen, als man es bei den Dimensionen am Referenzanschluss findet, wurde in Simulationen der Einfluss der jeweiligen Blechdicke untersucht. Bei einer Zugbelastung von 615 kN wurde zunächst die Dicke des Dichtblechs, anschließend die Dicke des Grundblechs variiert. Tabelle 10 zeigt die resultierenden Spannungen am Hot Spot. Je steifer das Grundblech im Vergleich zum Dichtblech ist, desto deutlicher werden die Spannungskonzentrationen an den Randbereichen. Die Hot Spot-Spannung sinkt mit Reduktion der Dichtblechdicke, da dies zu einer geringeren Spannungsumleitung durch die Schweißnaht führt. Ebenfalls sinkt sie mit dickerem Grundblech, da dieses einen geringeren Teil der Spannungen an das Dichtblech abgibt.

**Tabelle 10** : Variation der Blechdicken und resultierende Hot Spot-Spannung

Dicke des Grundblechs [mm]	Dicke des Dichtblechs [mm]	Spannung am Hot Spot [N/mm <sup>2</sup> ]
15 mm	6 mm	209,02
15 mm	8 mm	218,23
18 mm	8 mm	180,14
20 mm	8 mm	159,86

Trotz unterschiedlicher Steifigkeitsverhältnisse und Spannungen befindet sich jedoch der Hot Spot in allen Varianten an derselben Stelle in der Nähe der Dichtbleckecke.

### 13.1.5 Untersuchungsrahmen

Insgesamt wurden zwölf Versuche durchgeführt, wobei drei verschiedene Dichtblechformen zum Einsatz kamen, deren grundlegende Geometrie bereits in Kapitel 12 vorgestellt wurde. Die gewählten Abmessungen der Dichtbleche sind in Abbildung 13.7 dargestellt. Um eine veränderte Lasteinleitung infolge zu großer Verformungen zu vermeiden, wurden alle Versuche im Zugschwellbereich durchgeführt.

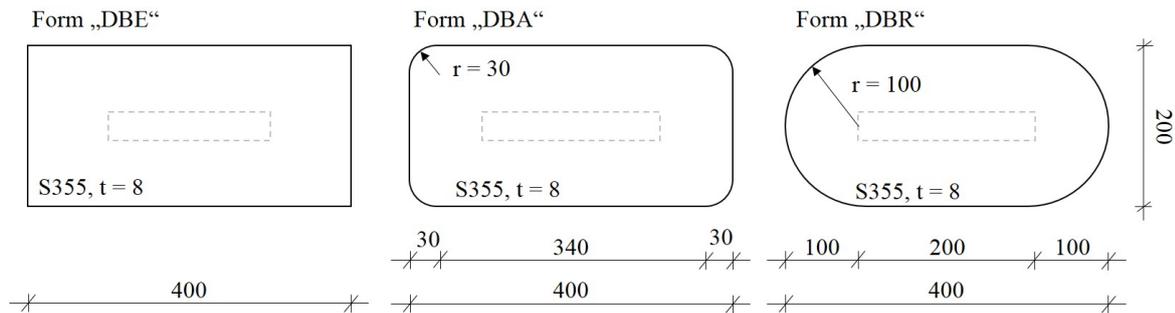


Abbildung 13.7 : Verschiedene Formen der Dichtbleche für die Versuchsdurchführung (45)

### 13.1.6 Erforderliche Belastung

Die angestrebte Zahl der Lastwechsel wurde, um „Durchläufer“ nach Möglichkeit zu vermeiden, auf 500.000 festgesetzt. In der Normung ((14), Tabelle B.1(5)) existiert ein entsprechender Kerbfall für Strukturspannungen ( $\sigma_c = 100 \text{ N/mm}^2$ ), siehe auch Kapitel 10; allerdings sind dort generell nur 5%-Fraktilwerte angegeben.

Um die Versuchsanordnung für eine gewünschte Anzahl von 500.000 Lastzyklen zu dimensionieren, ist eine Umrechnung der Kerbfallkategorie 100 auf eine Versagenswahrscheinlichkeit von 50% erforderlich. Zu diesem Zweck wurde auf Daten aus abgeschlossenenen Forschungsprojekten ((28), (49) und (55)) mit Ermüdungsversuchen an geschweißten Details zurückgegriffen. Das Verhältnis der Überlebenswahrscheinlichkeiten von 95% und 50% liegt für 19 als dem Dichtblech ähnlich identifizierte Details aus diesen Projekten zwischen 1,18 und 1,22. Daher wird der in der Normung enthaltene Wert mit dem Faktor 1,2 beaufschlagt, wodurch sich  $\sigma_{c,50} = 120 \text{ N/mm}^2$  ergibt. Daraus lässt sich die erforderliche Schwingbreite der Hot Spot-Spannung für eine 50 %-ige Versagenswahrscheinlichkeit nach 500.000 Lastwechseln wie folgt berechnen:

$$N_i = 2 \cdot 10^6 \cdot (\Delta\sigma_c / \Delta\sigma_i)^3 = 500000$$

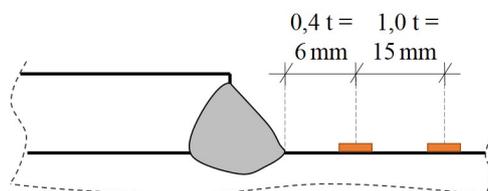
$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_c \cdot \sqrt[3]{2 \cdot 10^6 / 500000} = 1,5874 \Delta\sigma_c$$

Für den Zugschwellbereich ergibt sich die erforderliche Schwingbreite nach dieser Rechnung zu  $190,49 \text{ N/mm}^2$ . Durch die laut (14) erlaubte Abminderung der Belastung mit dem Faktor 0,6 ergäbe sich für den Druckschwellbereich eine erforderliche Schwingbreite von  $317,48 \text{ N/mm}^2$ . Nachdem es jedoch bei der Belastung eines der Probekörper auf Druck zu nicht vernachlässigbaren Verformungen in Querrichtung kam, wurde auf einen Ermüdungsversuch unter Drucklast verzichtet.

Das zum Erreichen der gewünschten Hot Spot-Spannungsschwingbreite erforderliche Kraftspiel wurde mithilfe weiterer Vorsimulationen an der gewählten Probekörpergeometrie für die verschiedenen Varianten ermittelt und einheitlich auf 600 kN festgelegt.

### 13.1.7 Messprogramm

Um den zeitlichen Verlauf der Spannungen während der Versuchsdurchführung zu überwachen, den Zeitpunkt des Anrisses präzise zu bestimmen und die Schwingbreite zu kontrollieren, werden Dehnmessstreifen (DMS) verwendet. Die Lage der DMS richtet sich nach den gemäß (29) empfohlenen Auswertungsstellen für lineare Extrapolation bei feiner Netzdicke für Hot Spots des Typs a (siehe Abbildung 13.8). Demzufolge ist die erste DMS-Reihe 6 mm vom Schweißnahtübergang entfernt, die zweite Reihe 15 mm.

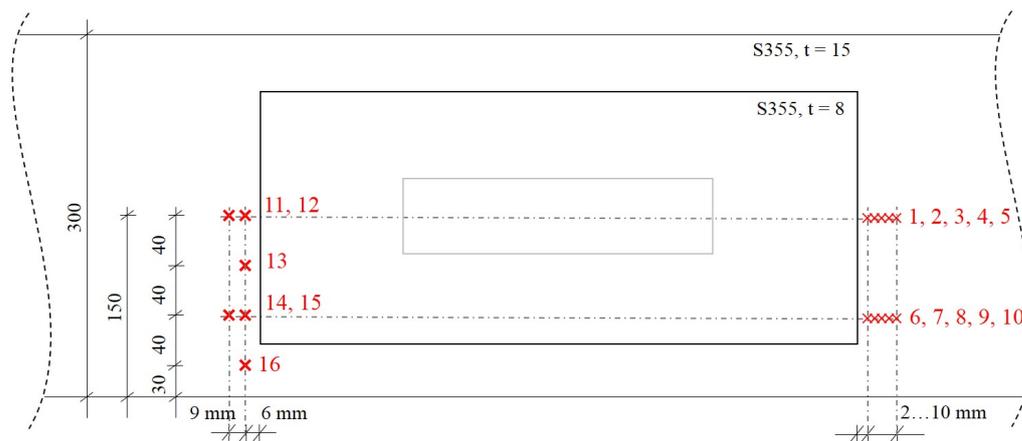


**Abbildung 13.8** : Lage der Extrapolationspunkte bei linearer Extrapolation der Hot Spot Spannung für Typ a mit feiner Netzdicke nach (29)

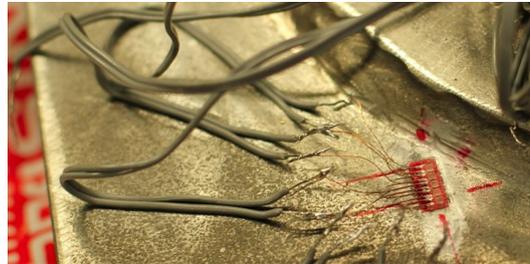
Die Spannung am Hot Spot wird dann gemäß (29) wie folgt extrapoliert:

$$\sigma_{HS} = 1,67 \cdot \sigma_{0,4t} - 0,67 \cdot \sigma_{1,0t}$$

Die DMS-Anordnung ist Abbildung 13.9 zu entnehmen. Auf der linken Seite befinden sich sechs einzelne DMS im Abstand von jeweils 40 mm untereinander und 30 mm zum unteren Rand des Flansches. Um den realen Spannungsanstieg an der Oberfläche in der Nähe der Schweißnaht zu erfassen, werden auf der gegenüberliegenden Seite zwei DMS-Ketten mit jeweils fünf DMS im Abstand von 2 mm angebracht (siehe Abbildung 13.10). Aufgrund der Symmetrie des Probekörpers und dessen Belastung kann auf DMS im hier oben dargestellten Bereich verzichtet werden.



**Abbildung 13.9** : DMS-Anordnung an Probekörper mit eckigem Dichtblech (45)



**Abbildung 13.10** : DMS-Kette an Dichtblech „DBR“ mit runder Stirnseite (45)

Die Verformung in Längsrichtung dient zur Definition des Abbruchkriteriums und wurde bei allen Versuchen kontinuierlich gemessen. Bei einigen Versuchen wurde zusätzlich mithilfe eines Wegaufnehmers die Querverformung in Dichtblechmitte gemessen.

## 13.2 Versuchsdurchführung

Abbildung 13.11 zeigt den Versuchsaufbau. Die DMS sind an speziell für diesen Versuchsaufbau gefertigte Messbrücken (Wheatstonesche Vollbrücken, (58)) angeschlossen, die eine sehr hohe Genauigkeit der Ergebnisse ermöglichen. Das geringe Rauschen im Bereich von  $1 \mu/m$  ist an der exemplarischen Messung im Ruhezustand, die in Abbildung 13.12 für den Zeitverlauf von einer Minute gezeigt ist, sichtbar.

Nach einer kontrollierten Anfangsbelastung auf 630 kN wurde die Last bis zur Mittelspannung reduziert. Anschließend wurde bei einer Schwingbreite von 600 kN zunächst sehr langsam angeschwungen und die Frequenz dann auf 1,5 Hz erhöht.

Entgegen der Erwartung versagte der erste Probekörper nicht am Schweißnahtübergang des Dichtblechs. Der Riss verlief vielmehr mitten durch das Dichtblech hindurch (siehe

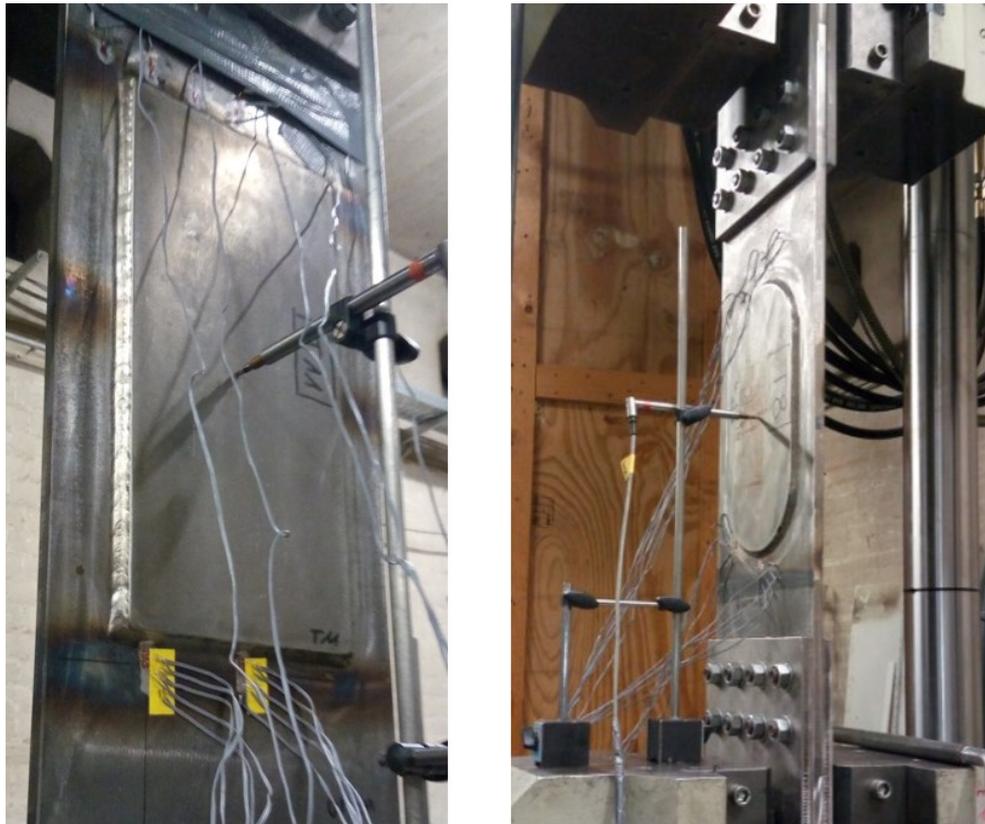


Abbildung 13.11 : Versuchsaufbau mit verschiedenen Dichtblechformen

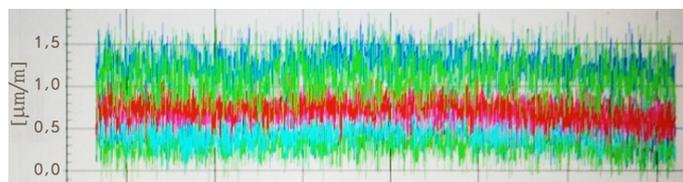


Abbildung 13.12 : Rauschen bei Messschieb im Ruhezustand

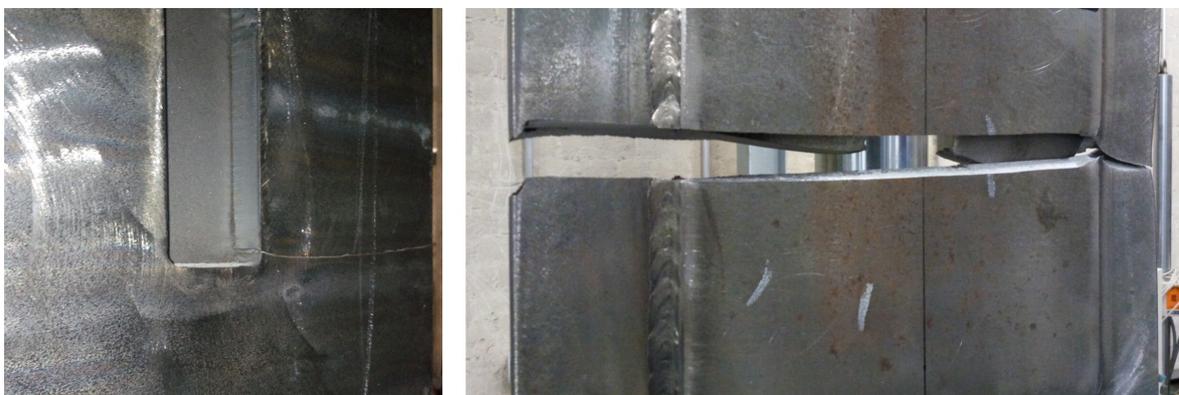
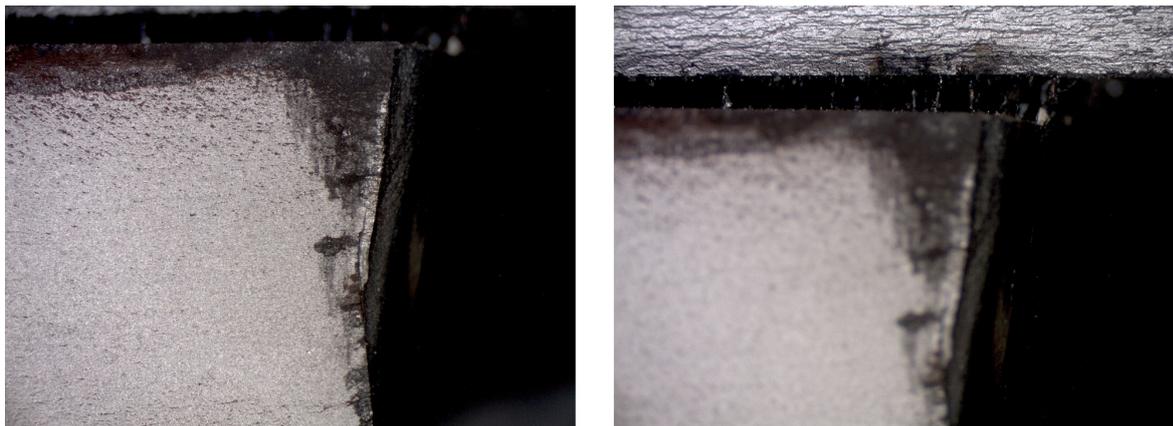


Abbildung 13.13 : Links: von der Brennschnittkante ausgehender Riss; rechts: Versagen mit Bruch durch das Dichtblech

Abbildung 13.13). Die Erklärung wurde in der Ausführung des Brennschnitts an der Aussparung im Grundblech vermutet. Durch sehr harte Kanten in der Ausrundung befand sich hier eine geometrische Kerbe, an der es zum Anriss gekommen sein könnte. Mikroskopische Aufnahmen dieser Kante (Abbildung 13.14) bestätigten diese Vermutung; es ist hier deutlich die schwarze Färbung erkennbar, die darauf hindeutet, dass der Riss hier bereits lange vor Versagen des Gesamtquerschnitts bestand.



**Abbildung 13.14** : Mikroskopische Aufnahme der Anrissstelle; links: Grundblech, rechts: Dichtblech

Um ein solches Versagen in anderen Versuchen zu vermeiden, wurden die nachfolgend geprüften Probekörper an dieser Stelle mit einem Keramiktremel ausgeschliffen (siehe Abbildung 13.15). Durch das aufgeschweißte Dichtblech waren diese Stellen allerdings schwer zu erreichen, weshalb diese Methode nicht immer zum Erfolg führte. Insgesamt versagten fünf der zwölf Probekörper durch die Folgen eines Anrisses an der Brennschnittkante. Da diese Aussparung auch an real ausgeführten Hängeranschlüssen vorkommt und nach Abdichtung durch das Dichtblech oder eine Elastomerversiegelung nicht mehr sichtbar ist, ist hier bereits bei der Fertigung äußerste Vorsicht geboten. Die Radien sind möglichst groß zu wählen und Unebenheiten sind grundsätzlich zu vermeiden oder sorgfältig auszuschleifen.



**Abbildung 13.15** : Ausschleifen der Brennschnittkanten an den Ausrundungen der Aussparung des Grundblechs mit einem Keramiktremel

### 13.3 Versuchsauswertung

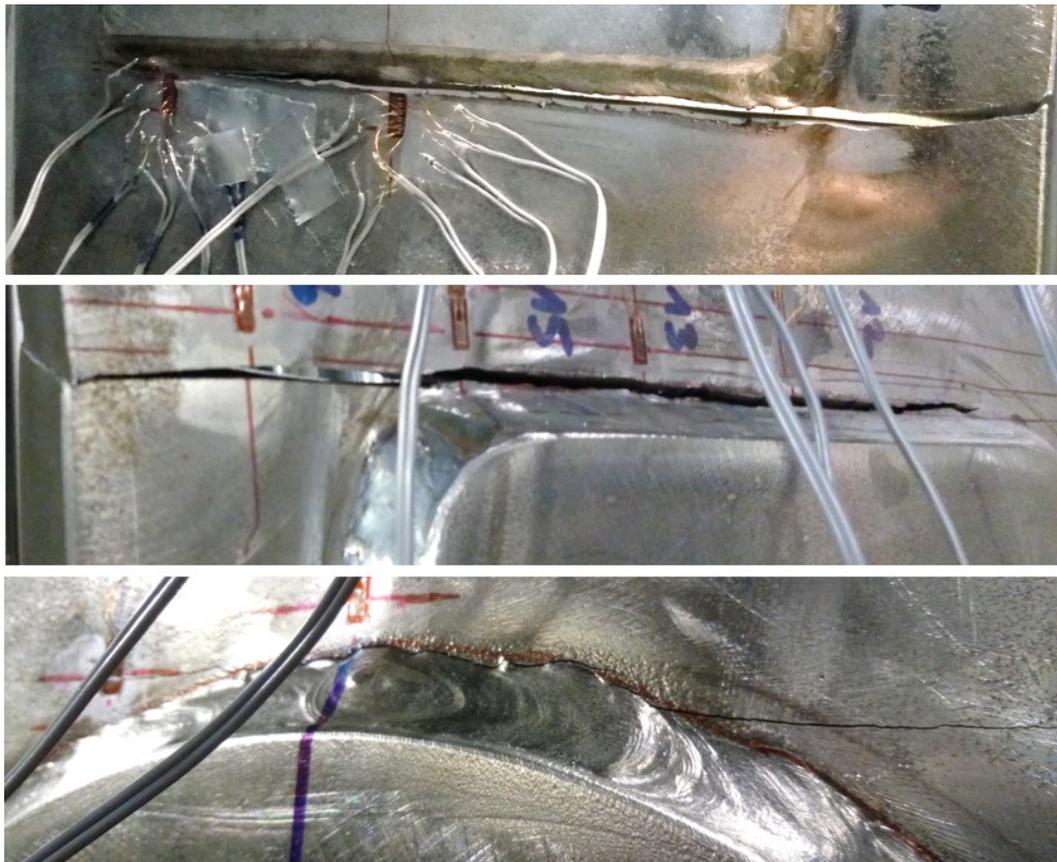
In Tabelle 11 sind die Lastwechsel des jeweiligen Versuchs bis zum Versagen angegeben. Als Versagenskriterium wurde ein Weg in Längsrichtung von 5 mm definiert. Die Benennung der Probekörper/Versuche erfolgt anhand der Form des Dichtblechs. Es ist in der Tabelle jeweils angegeben, an welcher Stelle der Anriss des jeweiligen Probekörpers stattfand. Die Mittelwerte der einzelnen Kategorien beziehen sich ausschließlich auf die am Schweißnahtübergang gerissenen Proben; die Werte in Klammern (Lastwechselzahlen der an der Brennschnittkerbe angerissenen Proben) wurden dafür nicht berücksichtigt.

**Tabelle 11** : Lastwechsel bis zum Versagen

Versuch	Anriss	Lastwechsel
DBE1	Schweißnahtübergang	404100
DBE2	Brennschnittkerbe	(615783)
DBE3	Brennschnittkerbe	(366957)
DBE4	Schweißnahtübergang	543609
Mittelwert DBE		473854
DBA1	Brennschnittkerbe	(288990)
DBA2	Schweißnahtübergang	391225
DBA3	Schweißnahtübergang	707255
DBA4	Schweißnahtübergang	416283
Mittelwert DBA		504921
DBR1	Schweißnahtübergang	480180
DBR2	Schweißnahtübergang	515163
DBR3	Brennschnittkerbe	(490730)
DBR4	Brennschnittkerbe	(625543)
Mittelwert DBR		497671
Mittelwert bei Anriss an der Brennschnittkerbe		(477601)

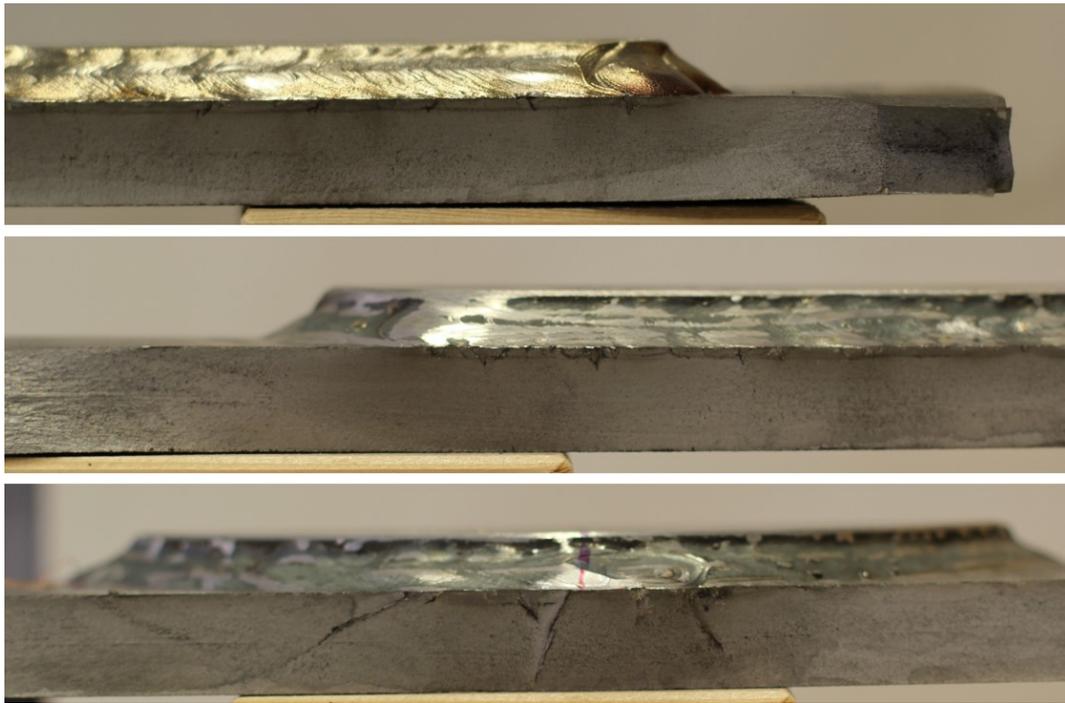
Zwischen den erreichten Lastwechselzahlen der verschiedenen Ausführungen bestehen keine großen Unterschiede. Die Mittelwerte der erreichten Lastwechsel liegen im Bereich der angestrebten Grenze von 500.000. Allerdings handelt es sich dabei um leicht „bereinigte“

Werte, da die Proben, deren Anriss an einer anderen Stelle stattfand, in der Aufstellung fehlen. Es ist also möglich, dass der Mittelwert ohne diese an der falschen Stelle versagenden Proben deutlich über 500.000 läge. Auch der Mittelwert der an der Brennschnittkante angerissenen Probekörper ist nah an der Grenze von 500.000 Lastwechseln. Es handelt sich bei den hier gerissenen Proben keineswegs um sogenannte Ausreißer. Das macht deutlich, wie wichtig die saubere Ausführung des Brennschnitts ohne Kerben an dieser Stelle ist.



**Abbildung 13.16** : Risse an drei Proben. Oben: DBE; Mitte: DBA; unten: DBR

Abbildung 13.16 zeigt jeweils einen Riss für die Form mit eckigem, abgerundetem oder stirnseitig rund ausgeführtem Dichtblech; die Bruchflächen sind in Abbildung 13.17 abgebildet. Unabhängig von der Form des Dichtblechs und der Ebenheit der Schweißnaht verlaufen die Risse an der Oberfläche stets exakt an der Kante des Schweißnahtübergangs. Die Bruchflächen der Proben mit den Formen DBE und DBR zeigen ein ähnliches Bild: Es existieren jeweils mehrere Anrisslinsen, deren Ursprünge sich an verschiedenen Stellen des Schweißnahtübergangs befinden. Diese sind zu einem langen Oberflächenriss zusammengewachsen, der teilweise terrassenartige Sprünge aufweist, wenn die Anrisse sich in verschiedenen Ebenen befanden, und sich über die gesamte Dichtblechvorderkante erstreckt. Erst nach dem Zusammenwachsen zu einem langgezogenen Oberflächenriss



**Abbildung 13.17** : Bruchflächen von drei Proben. Oben: DBE; Mitte: DBA; unten: DBR

wanderte der jeweilige Riss in die Tiefe. Darauf folgte nach kurzer Zeit ein Gewaltbruch der Randbereiche ohne Dichtblecheinfluss, wie an der groben Struktur in den Randbereichen deutlich sichtbar ist. Da die Anrisse an ganz verschiedenen Stellen auftreten, scheint die Spannungskonzentration hier eine untergeordnete Rolle zu spielen. Es kommt vielmehr auf die Ausführung der Schweißnaht an, da die primären Linsen stets im Bereich von Unregelmäßigkeiten oder Einschlüssen liegen. Eine saubere Ausführung der Schweißnaht ist hier also wichtiger als die Frage, ob die Ecken des Dichtblechs abgerundet werden sollen. Um Unregelmäßigkeiten in der stark belasteten Frontnaht zu vermeiden, empfiehlt es sich, den Beginn der umlaufenden Schweißnaht in einen der weniger belasteten Seitenbereiche zu legen.

Etwas anders stellt sich die Situation bei einem an der Frontseite rund ausgeführten Dichtblech dar. Die Spannungskonzentration ist hier in der Mitte so groß, dass ein Anriss in einem der den Rändern näher liegenden Bereiche kaum zu erwarten ist. Abbildung 13.17 (unten) zeigt einen der mittig angerissenen Probekörper. Da die Stelle des ersten Anrisses mit sehr großer Wahrscheinlichkeit in der Mitte der Vorderkante oder in deren unmittelbarer Nähe liegen muss, ist auch bei dieser Ausführung ein Beginn der Schweißnaht in einem der weniger belasteten Seitenbereiche zu empfehlen. Eine Übersicht aller Bruchflächen findet sich in Anhang D.

Unter Zugbelastung führt die aufgrund des einseitig angeschweißten Dichtblechs exzentrische Lasteinleitung zu Biegung und geringer Verformung in Querrichtung, wie sie in Abbildung 13.18 anhand eines Simulationsergebnisses stark überhöht gezeigt ist. Die zentral gemessenen maximalen Verformungen variierten im Bereich von 0,6 mm bis 0,97 mm.

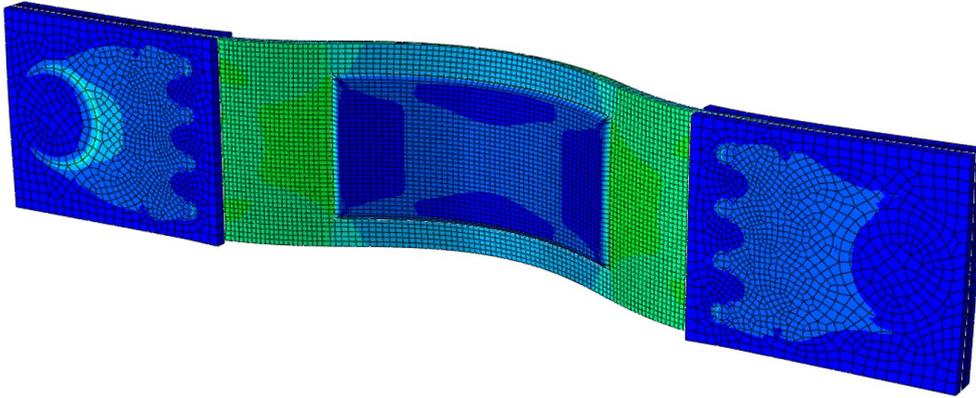


Abbildung 13.18 : Verformung in Querrichtung aufgrund von Exzentrizitäten, überhöhte Darstellung

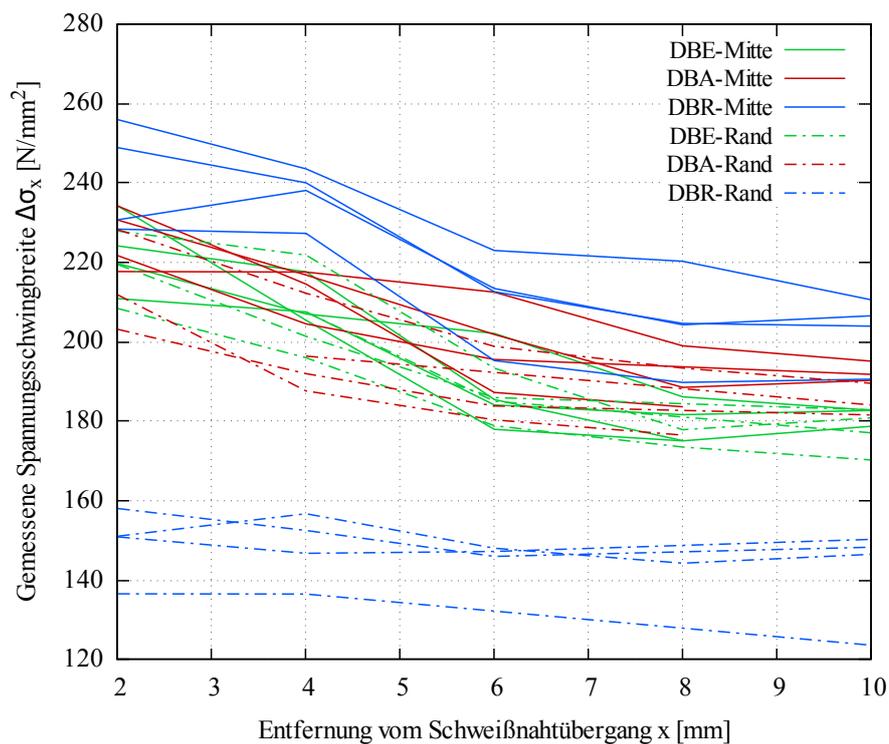


Abbildung 13.19 : Mit Hilfe der DMS-Ketten gemessene Spannungsschwingbreiten

Wie in 13.9 gezeigt, wurde die Spannung jeweils an einer Dichtblechstirnseite in der Nähe von deren Rand sowie in deren Mitte mithilfe von DMS-Ketten in 2-mm-Abständen gemessen. Die Spannungsverläufe sind in Abbildung 13.19 dargestellt. (Fehlerhafte Messungen aufgrund defekter DMS wurden entfernt.) Im Fall eckig ausgeführter Dichtbleche

(DBE, grün) liegt der Unterschied zwischen den Messungen am Rand und denen in der Mitte im Bereich der Streubreite zwischen den einzelnen Versuchen; ein Trend, an welcher Stelle die Spannungen bzw. deren Anstieg größer sind, ist hier nicht erkennbar. Auch bei den Proben mit abgerundeten Dichtblechecken (DBA, rot) liegen die gemessenen Spannungen sehr nah beieinander, sind in der Mitte jedoch minimal höher. Im Fall der stirnseitig rund ausgeführten Dichtbleche (DBR, blau) ist sehr klar erkennbar, dass die mittig gemessenen Spannungen deutlich über den am Rand gemessenen Spannungen liegen und auch der Spannungsanstieg hier steiler ist. Dies deckt sich mit den Erfahrungen aus Kapitel 12.

Auf der gegenüberliegenden Seite der DMS-Ketten wurden die Dehnungen an den Extrapolationspunkten vor dem Schweißnahtübergang mit Einzel-DMS gemessen (siehe Abbildung 13.8). Die daraus ermittelten Spannungen sowie die daraus ermittelte Hot Spot-Spannung sind in Tabelle 12 aufgelistet. (Fehlerhafte Messungen aufgrund defekter DMS wurden entfernt.) Bei den Messungen in der Mitte der Dichtblechstirnseite liegen die gemessenen Extrapolationsspannungen sowie die errechneten Hot Spot-Spannungen der Formen DBE und DBA sehr nah beieinander. Die Spannungen der Proben mit der Form DBR liegen teilweise auch in diesem Bereich, teilweise deutlich darüber. Betrachtet man die Mittelwerte, so erhält man für die Dichtbleche mit runder Stirnseite eine signifikant größere Oberflächenspannung am Hot Spot.

Auch bei den Messergebnissen in Randnähe hebt sich die Form DBR deutlich von den Formen DBE und DBA ab. Die Spannungen sind sowohl an beiden Extrapolationspunkten als auch am Hot Spot sehr viel niedriger als bei den anderen beiden Varianten. Zwischen DBE und DBA bestehen nur geringe Unterschiede; für DBA erhält man im Mittel eine leicht höhere Hot Spot-Spannung, was sich durch die gegenüber DBE etwas größere Spannungsspitze in der Nähe des Randes erklären lässt, die schon in Kapitel 12 erkennbar war.

Insgesamt decken sich alle Ergebnisse der Messungen trotz der veränderten Dimensionen gut mit den Erfahrungen aus Kapitel 12 .

## 13.4 Gemessene und errechnete Spannungen

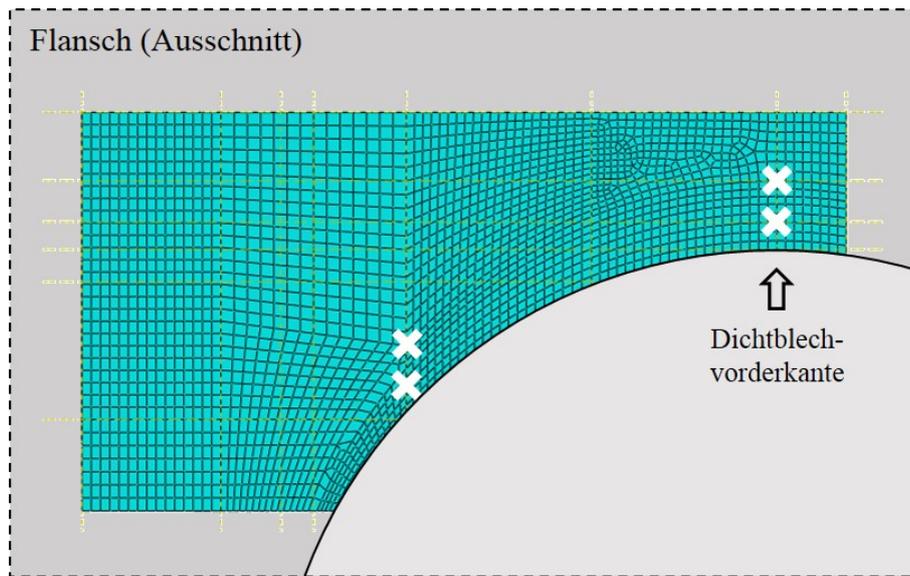
Um die Resultate aus den Versuchen mit numerisch ermittelten Werten zu vergleichen, wurden FE-Modelle von den drei verschiedenen Probekörpern erstellt. Die Auswertung

**Tabelle 12** : An den Extrapolationsstellen gemessene Spannungen und daraus ermittelte Hot Spot-Spannungen

Versuch	Messwerte in der Mitte			Messwerte in Randnähe		
	$\sigma_{1,0-t}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{0,4-t}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{HS}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{1,0-t}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{0,4-t}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{HS}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
DBE1	178,54	184,76	188,93	175.36	183.23	188.50
DBE2	172,35	178,14	182,02	173.01	179.24	183.42
DBE3	183,75	190,16	194,45	181.43	202.62	216.83
DBE4	181,70	191,57	198,18			
Mittelwert DBE	<b>190.89</b>			<b>196.25</b>		
DBA1	176,69	181,02	183,93	176.88	184.76	190.05
DBA2	174,56	167,89	163,41	161.93	170.94	176.97
DBA3	184,40	200,41	211,14	177.13	191.09	200.44
DBA4	189,80	199,65	206,24	178.38	189.04	196.19
Mittelwert DBA	<b>191.18</b>			<b>190.91</b>		
DBR1	174,92	198,72	214,67	140.56	136.96	134.54
DBR2	178,45	196,89	209,25	139.00	137.50	136.50
DBR3	200,41	220,63	234,18	153.04	149.33	146.85
Mittelwert DBR	<b>219.37</b>			<b>139.30</b>		

der Spannungen aus den Modellen erfolgte wie auch bei den Versuchen an den Extrapolationsstellen für Hot Spots vom Typ a mit linearer Extrapolation bei feiner Vernetzung. Bei der Vernetzung wurde zwischen Elementkantenlängen von 0,5 mm bis 8 mm variiert (siehe zum Beispiel Abbildung 13.20).

Ergänzend wurden Modelle mit groben Netzen erstellt, wobei die Extrapolationspunkte sich hier statt auf Eckknoten auf mittige Knoten der Netze beziehen und eine etwas andere Lage (anders festgelegte Abstände vom Schweißnahtübergang, siehe Abbildung 11.2) besitzen. Die Kantenlänge der Elemente entspricht beim groben Netz der Dicke des Grundblechs von 15 mm.



**Abbildung 13.20** : Ausschnitt der FE-Vernetzung mit Kantenlängen von etwa 2 mm im Auswertungsbereich eines Probekörpers der Ausführung DBR, Markierung der Extrapolationsstellen

**Tabelle 13** : An den Extrapolationsstellen gemessene Spannungen und daraus ermittelte Hot Spot-Spannungen

Netzdichte	Entfernung vom Schweißnahtübergang				
	2 mm	4 mm	6 mm	8 mm	10 mm
DBE - Randbereich					
0,5 mm	231,61	208,53	<b>200,11</b>	196,97	195,91
1,0 mm	230,95	208,73	<b>200,20</b>	197,02	195,95
2,0 mm	234,73	208,18	<b>200,33</b>	197,14	196,01
DBE - Mitte					
0,5 mm	240,66	210,83	<b>199,98</b>	195,40	193,26
1,0 mm	230,60	208,22	<b>199,09</b>	195,09	193,14
2,0 mm	233,87	207,68	<b>199,19</b>	195,18	193,18
DBA - Mitte					
0,5 mm	232,96	209,76	<b>201,59</b>	198,73	197,87
1,0 mm	232,20	209,95	<b>201,67</b>	198,78	197,90
2,0 mm	232,61	209,02	<b>201,70</b>	198,82	197,94

### 13.4.1 Vergleich der Spannungsverläufe im Bereich der DMS-Ketten

Tabelle 14 zeigt die Auswertung von Simulationen an den Messpunkten der DMS-Ketten anhand der Beispiele „DBE - Randbereich“, „DBE - Mitte“ und „DBA - Mitte“. Die Ergebnisse aus den Simulationen unterscheiden sich in dieser Netzfeinheit kaum voneinander. Lediglich in unmittelbarer Nähe des Schweißnahtübergangs treten Unterschiede von bis zu  $10 \text{ N/mm}^2$  auf. An den Auswertungsstellen für die Spannungsextrapolation sind die Unterschiede durch den geometrischen Einfluss des Schweißnahtübergangs bereits fast vollständig abgeklungen, und die Spannungen sind bei Netzen mit Elementkantenlängen von 0,5, 1,0 und 2,0 mm nahezu identisch.

Die Mittelwerte der aus den gemessenen Dehnungen ermittelten Spannungsverläufe an den DMS-Ketten werden in Abbildung 13.21 den aus den Simulationen mit einer Netzdichte von 2 mm gewonnenen Ergebnissen gegenübergestellt. Gestrichelte Linien beziehen sich jeweils auf die Messungen, durchgezogene Linien auf die Simulation. Die Werte für den Randbereich haben eine hellere Farbe als die Werte in der Mitte der Dichtblechstirnseite.

Bei der Form mit eckig ausgeführtem Dichtblech (DBE, grün) fällt auf, dass jeweils die beiden Verläufe aus einer Ermittlungsmethode fast identisch sind: Die simulierten Werte zeigen den erwarteten exponentiellen Spannungsanstieg mit zunehmender Nähe zum Schweißnahtübergang, wie er in Abbildung 3.2 gezeigt ist. Die Werte der verschiedenen Ermittlungsstellen (Randbereich oder Mitte) unterscheiden sich praktisch nicht. Bei den aus Messung gewonnen Mittelwerten sind die Werte ebenfalls fast identisch. Allerdings nimmt die Intensität des Spannungsanstiegs kurz vor Erreichen des Schweißnahtübergangs leicht ab. Dieses Verhalten konnte man auch in Abbildung 13.19 mehrfach erkennen, was darauf hindeutet, dass es sich nicht nur um Ungenauigkeiten in der Messung handelt. Genauere Untersuchungen der betreffenden Proben haben gezeigt, dass diese Spannungen bereits gleich zu Beginn der jeweiligen Versuche mit diesen Werten auftraten und sich bis zum ersten Anriss nach mehreren 100.000 Lastwechseln nicht veränderten. Die Ursache liegt also nicht in einer Spannungsumlagerung infolge eines Anrisses. Auch eine ungleichmäßige Verteilung der DMS kommt als Erklärung nicht infrage, da die DMS-Ketten präfabriziert sind und definierte Abstände haben. Es spricht also alles dafür, dass die Spannungen teilweise tatsächlich kurz vor Erreichen der Kerbe geringer ansteigen. Eine Erklärung hierfür könnte in der unregelmäßigen Ausführung der Schweißnähte liegen, die zu einer ungeraden Linie am Schweißnahtübergang führt (Abbildung 13.22). Hierdurch entstehen Bereiche mit einem lokal stärkeren und Bereiche mit einem lokal schwächeren Spannungsanstieg. Eine weitere Erklärungsmöglichkeit liegt in der Vorbereitung für das Kleben der DMS. Die Oberfläche wird zu diesem Zweck glatt abgeschliffen (Abbildung

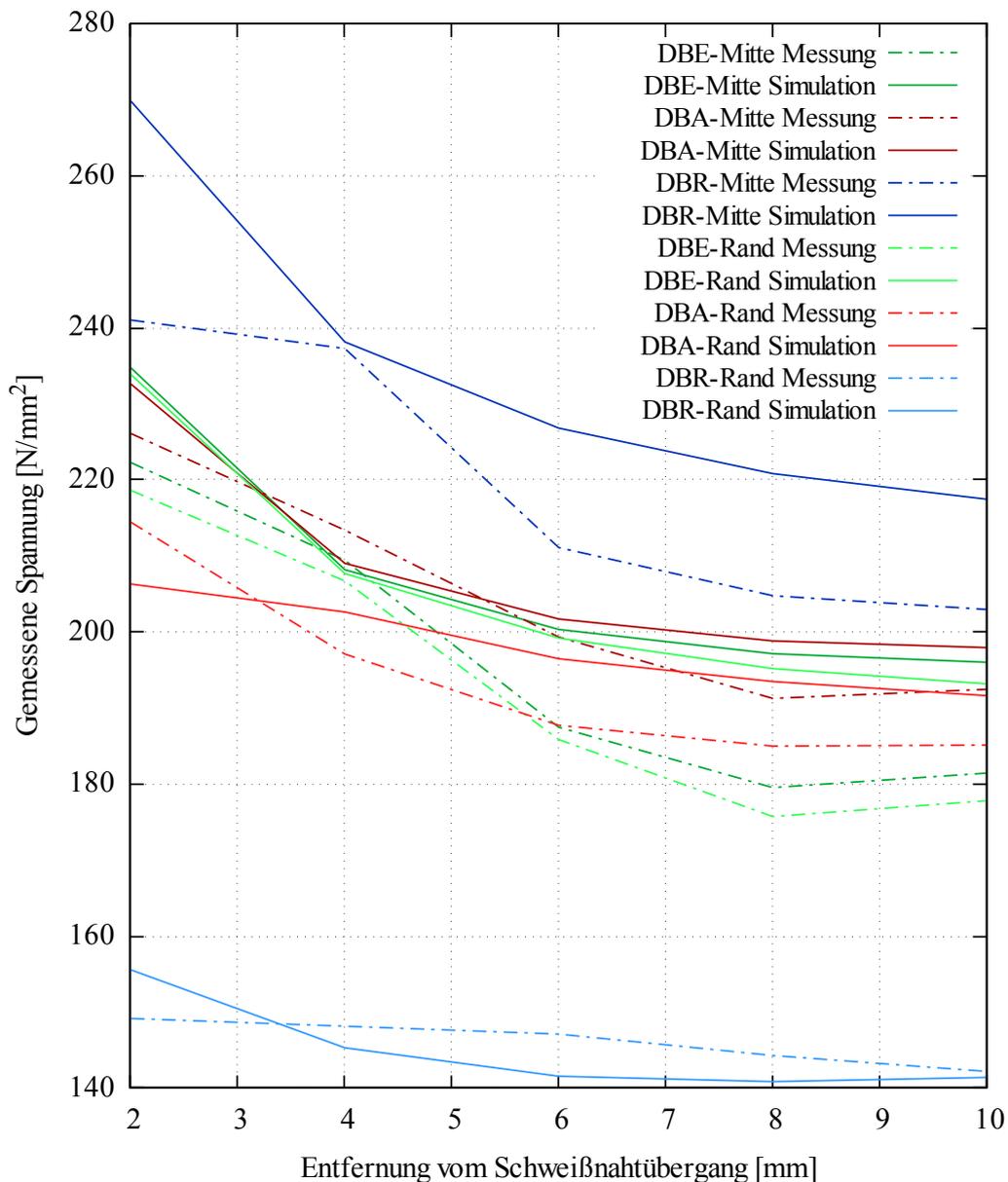
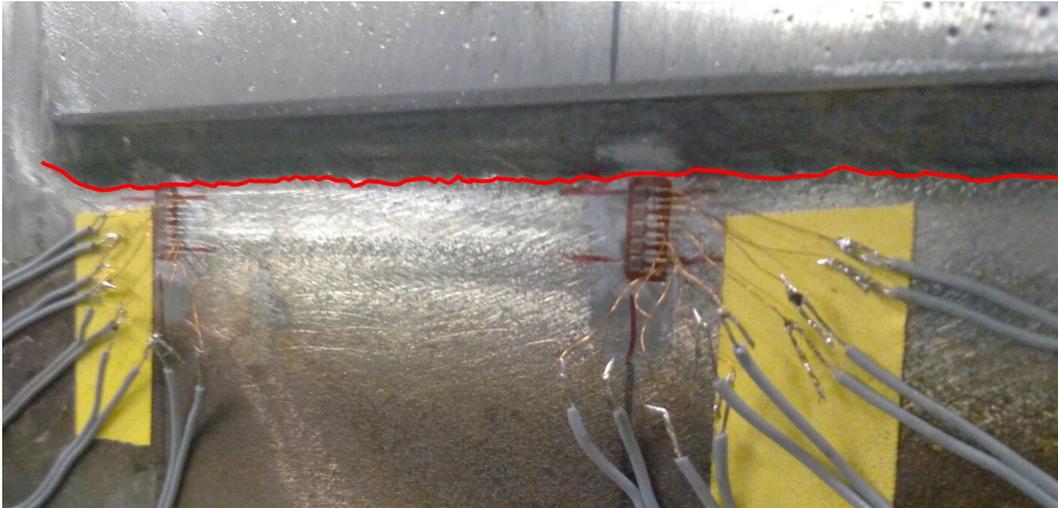


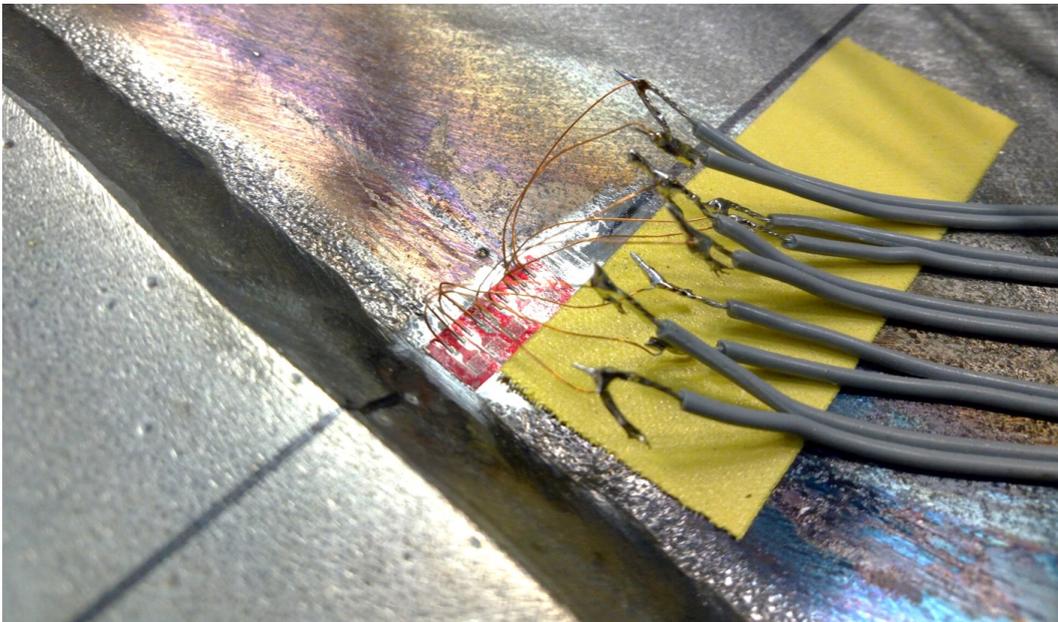
Abbildung 13.21 : Mit Hilfe der DMS-Ketten gemessene Spannungsschwingbreiten

13.23), sodass der Übergang zur Schweißnaht direkt vor der DMS-Kette deutlich ebener verläuft als in den benachbarten Bereichen. Insgesamt liegen die Spannungen aus beiden Ermittlungsmethoden nah beieinander.

Für den Fall eines Dichtblechs mit abgerundeten Ecken (DBA, rot) passen die Simulationsergebnisse gut zu den gemessenen Werten. Für eine Auswertung in der Mitte ist der Spannungsanstieg sowie die Spannung an sich in beiden Fällen etwas höher als für die Auswertung im Randbereich.



**Abbildung 13.22** : Unregelmäßiger Rand einer Schweißnaht



**Abbildung 13.23** : DMS-Kette auf glatt ausgeschliffenem Bereich

Bei Dichtblechen mit rund ausgeführter Stirnseite ist der Unterschied zwischen den Auswertungsstellen für die verwendeten Ermittlungsmethoden ähnlich hoch. Der kritische Punkt ist hier eindeutig die Mitte der Dichtblechvorderkante. Im Falle der Messungen ist der Spannungsanstieg hier kurz vor Erreichen der Kerbe wieder etwas geringer als im Fall der Simulation. Auch hier kann die Erklärung in der Schweißnahtausführung liegen, die naturgemäß weniger gleichmäßig ist als eine synthetisch erstellte Geometrie. Die Bilder der Bruchflächen in Anhang D zeigen auch, dass der Anriss bei rund ausgeführten Dichtblechstirnseiten zwar immer im Zentrum der Vorderkante liegt, aber auch hier nicht immer exakt die Mitte getroffen wird, sondern auch wenige Millimeter Abweichung

vorkommen, je nach Qualität der Schweißnahtausführung und daraus resultierender Spannungsumlagerung.

#### 13.4.2 Vergleich der Spannungen an den Extrapolationspunkten und den Hot Spots

Tabelle 14 zeigt die zum Schweißnahtübergang extrapolierten Spannungen, die auf mithilfe verschiedener Elementgrößen ermittelten Spannungen beruhen. Die Werte, deren Abweichung unter 5 % liegen, sind grün gekennzeichnet. Die schräg abgedruckten Werte wurden mit der Extrapolationsmethode für grobe Netze gewonnen, die auf einer leicht veränderten Extrapolationsformel und anderen Extrapolationspunkten beruht, wobei auch die Art der Knoten zu beachten ist: Für feine Netze werden Eckknoten zur Extrapolation der Spannungen herangezogen, für grobe Netze sind mittige Obeflächenknoten zu verwenden (siehe auch Abbildung 11.2).

Trotz der Dicke der Bleche liegen die Ergebnisse der verschiedenen Simulationsvarianten in einem sehr engen Bereich. Die Ergebnisse liegen nicht mit jedem Verfeinerungsschritt der Netze näher an der gemessenen Spannung. Dennoch ist ein deutlicher Trend in diese Richtung zu erkennen. Ab einer Elementkantenlänge von 2 mm bewirkt eine weitere Verfeinerung der Netze keine nennenswerte Verbesserung der Genauigkeit der Ergebnisse mehr. Doch bereits bei einer Kantenlänge von 8 mm, was in etwa der halben Blechdicke entspricht, sind die Ergebnisse in einem brauchbaren Bereich: Alle hier mithilfe der Extrapolation simulierter Spannungen gewonnen Ergebnisse weichen weniger als 10 % von den Mittelwerten der gemessenen Spannungen ab.

Auch die Extrapolationsmethode für Hot Spots von Typ a und grobe Netze liefert meist brauchbare Ergebnisse, die bei den mittig ermittelten Spannungen sogar näher an den Messwerten liegen als die mit feineren Netzen gewonnenen Ergebnisse. Anders ist das im Randbereich, hier tritt bei der extrapolierten Spannung für ein mit runder Stirnseite ausgeführtes Dichtblech die innerhalb der hier untersuchten Varianten größte Abweichung (-27,2 %) auf, die ungünstigerweise auch noch auf der unsicheren Seite liegt. Es lässt sich argumentieren, dass diese Stelle für die Spannungsermittlung eigentlich nicht relevant ist, da bei dieser Dichtblechform ein Bruch im seitlichen Bereich praktisch ausgeschlossen ist und der Hot Spot generell in der Mitte der Vorderkante liegt. Allerdings stellt sich die Frage, inwieweit eine so grobe Netzbildung in der Lage sein kann, makrogeometrische Effekte korrekt zu erfassen. Es wird daher empfohlen, im Zweifel die Methode mit feinen

**Tabelle 14** : An den Extrapolationsstellen gemessene Spannungen und daraus ermittelte Hot Spot-Spannungen (siehe auch (45))

Form	Netzdichte [mm]	$\sigma_{\text{Mitte}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{Randbereich}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
DBE	0,5 mm	203,21	
DBE	1,0 mm	203,34	204,65
DBE	2,0 mm	203,53	204,80
DBE	4,0 mm	202,28	202,54
DBE	8,0 mm	206,43	207,01
<i>DBE</i>	<i>15,0 mm</i>	<i>199,54</i>	<i>201,34</i>
DBE - Mittelwert der Messungen		<b>190,89</b>	<b>196,25</b>
DBA	0,5 mm	204,29	
DBA	1,0 mm	204,41	201,55
DBA	2,0 mm	204,44	201,51
DBA	4,0 mm	203,02	199,32
DBA	8,0 mm	208,44	203,08
<i>DBA</i>	<i>15,0 mm</i>	<i>202,93</i>	<i>204,12</i>
DBA - Mittelwert der Messungen		<b>191,18</b>	<b>190,91</b>
DBR	0,5 mm	235,53	
DBR	1,0 mm	234,58	139,04
DBR	2,0 mm	236,60	139,06
DBR	4,0 mm	240,14	137,23
DBR	8,0 mm	238,89	136,94
<i>DBR</i>	<i>15,0 mm</i>	<i>233,62</i>	<i>109,51</i>
DBR - Mittelwert der Messungen		<b>219,37</b>	<b>139,30</b>

Netzen zu wählen, die ebenfalls ohne nennenswerten Mehraufwand (maximal erforderliche Netzverfeinerung im Auswertungsbereich bis 2 mm) zuverlässige Ergebnisse liefert.

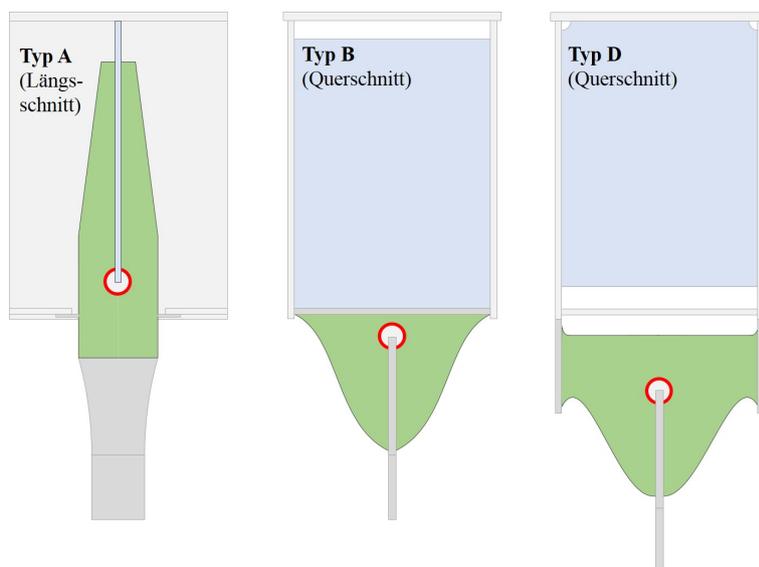
Um die Sensitivität der Elementwahl zu überprüfen, wurden einige Simulationen mit 8-Knoten-Solid-Elementen statt mit den empfohlenen Elementen höherer Ordnung durch-

---

geführt. Es zeigte sich, dass die korrekte Wahl der Elemente einen entscheidenden Einfluss auf die Qualität der Ergebnisse hat. Die Abweichungen in den extrapolierten Spannungen aus Ergebnissen der Vergleichsrechnungen lagen in mehreren Fällen zwischen 25 % und 55 %. Lediglich ab einer Netzfeinheit von 1 mm und feiner konnten teilweise Ergebnisse mit vergleichbarer Qualität wie bei Modellierung mit Elementen höherer Ordnung erzielt werden.

## 14 Untersuchungen an der Ausnehmung

Ein Detail, das in unterschiedlichen Formen bei Anschlusstyp A, B und D auftritt, ist die Ausnehmung am Ende einer Verschneidung zwischen zwei Blechen. Abbildung 14.1 zeigt die Positionen, an denen bei diesen Anschlüssen oft Ausnehmungen vorgenommen werden, um ein Versagen aufgrund lokaler Spannungsspitzen zu vermeiden. Es wurden numerische Untersuchungen angestellt, um dieses Detail für einen konkreten Fall zu optimieren und Empfehlungen für ähnliche Anwendungsfälle zu entwickeln. Diese Untersuchungen wurden auf Basis der Ausnehmung am Ende der Verschneidung zwischen Knoten- und Schottblech bei Hängeranschlusstyp A (in der Abbildung links) durchgeführt.



**Abbildung 14.1** : Mögliche Positionen für Ausnehmungen bei verschiedenen Hängeranschlusstypen

Die Optimierung erfolgte in diesem Fall nicht über einen Ansatz auf Basis von Strukturspannungen, sondern über eine Parameterstudie mit dem Ziel einer makrogeometrischen Formfindung, da das Ziel in erster Linie nicht darin bestand, die Ausführung der Verschneidung zu untersuchen, sondern die optimale Form der Ausnehmung zu finden.

Um den dominanten Einfluss der Hängernormalkraft im Vergleich zu den anderen auftretenden Schnittgrößen möglichst gering zu halten, wurde auf Basis der in Kapitel 9.1.2 verwendeten Lastfälle ein neuer Lastfall generiert, der sich aus den jeweils stärksten Belastungskomponenten aller Schnittgrößen außer der Hängernormalkraft sowie der minimalen dort verwendeten Hängernormalkraft zusammensetzt.

## 14.1 Geometrische Definitionen

Die Geometrie der Ausnehmung lässt sich als Vorbereitung für die parameterbasierte Variantenstudie mathematisch durch drei Ellipsensegmente darstellen, die durch die in Abbildung 14.2 gezeigten Parameter definiert sind. Dabei werden durch die festgelegten Randbedingungen der Ursprungskoordinaten der Ellipsensegmente die Anforderungen an einen stetigen Linienverlauf gewährleistet: Der Bezugspunkt für die Geometrie ist der Mittelpunkt der Unterkante des Schottblechs. Dieser Punkt ist gleichzeitig der Ursprung des Ellipsensegments  $E1$  in Form einer Viertelellipse, was eine horizontale Tangente an der Unterkante der Ausnehmung sowie eine vertikale Tangente am linken Rand und damit dem Ende des Ellipsensegments bedingt. Da das Ellipsensegment  $E2$ , das wie das Segment  $E1$  eine Viertelellipse ist, seinen Ursprung ebenfalls auf der Höhe des Bezugspunktes hat, beginnt es am Übergang zu  $E1$  auch mit einer vertikalen Tangente. Für eine fortlaufende Schnittlinie ist die horizontale Lage des Ursprungs so zu definieren, dass folgende Bedingung erfüllt ist:  $x_{E2} = r_{E1x} - r_{E2x}$ . Das Segment  $E2$  endet am höchsten Punkt der Ausnehmung mit einer horizontalen Tangente und mündet dort in das Ellipsensegment  $E3$ , das mit einer horizontalen Tangente beginnen muss. Daher ist die Ordinate des Ursprungs des dritten Segments ebenfalls in Abhängigkeit der x-Radien von  $E1$  und  $E2$  zu definieren:  $x_{E3} = r_{E1x} - r_{E2x}$ . Die Abzisse des Ursprungs von  $E3$  lässt sich in Abhängigkeit von dessen y-Radius beschreiben:  $y_{E3} = r_{E2y} - r_{E3y}$ . Die Ausnehmung endet nicht auf der Symmetrieachse, sondern am Schnittpunkt des Ellipsensegments  $E3$  mit der Oberfläche des Schottblechs. Somit sind der Winkel  $\alpha$  am Übergang zwischen Knotenblech und Schottblech durch das Ellipsensegment  $E3$  und die Dicke des Schottblechs eindeutig definiert. Für die Optimierung erhält man folglich sieben Parameter, durch die jede Ausnehmung dieser Art klar definiert ist: die sechs Radien der Ellipsensegmente und die Dicke des Schottblechs.

## 14.2 Optimierung am Schalenmodell

Auf Basis der oben festgelegten Parameter wurde in (53) eine Parameterstudie zur Formfindung durchgeführt. Die Modellierung im Finite-Elemente-Programm erfolgte als Schalenmodell mit einer geschätzten Ausgangsgeometrie, die auf einem Anschlusswinkel von  $60^\circ$  und einer im Vergleich zur kreisrunden Ausnehmung im Referenzobjekt leicht in die Länge gezogenen Geometrie beruhte (siehe Abbildung 14.3).

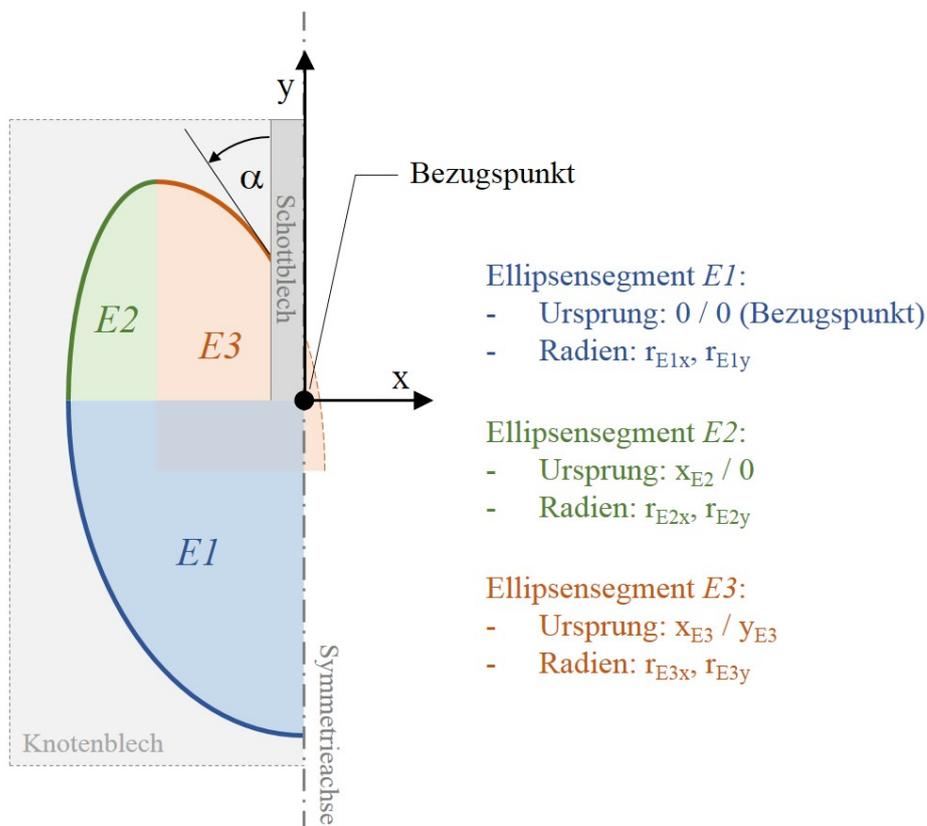


Abbildung 14.2 : Geometrische Definition der Geometrie der Ausnehmung

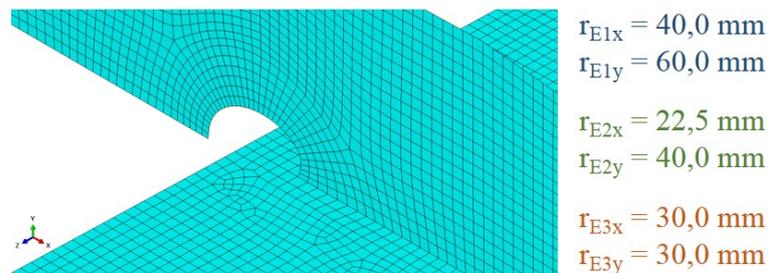


Abbildung 14.3 : Schalenmodell im Bereich der Ausnehmung (53) und geometrische Randbedingungen in Anlehnung an (53)

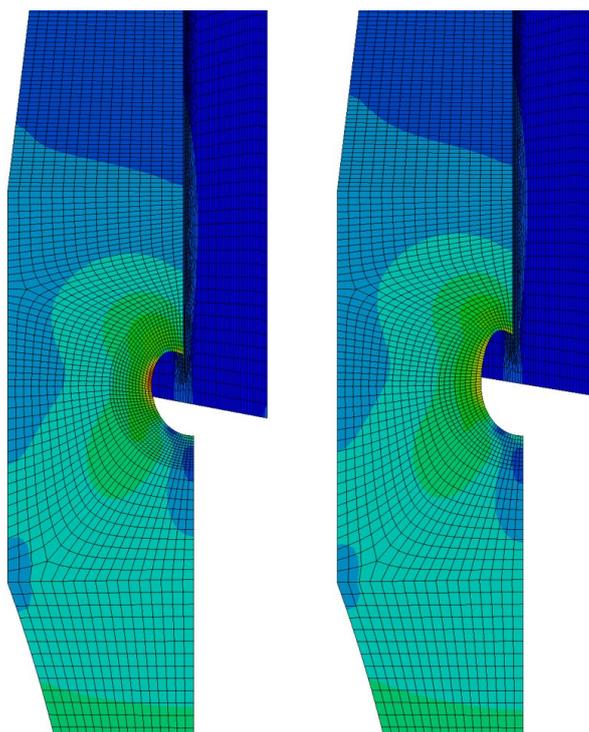
Zunächst wurde der Einfluss globaler Randbedingungen untersucht. Es stellte sich heraus, dass die vertikale Position der Ausnehmung zwischen den beiden gevouteten Bereichen des Knotenblechs nur einen verschwindend kleinen Einfluss auf die Spannungsspitze am seitlichen Rand der Ausnehmung hat. Dies ist darauf zurückzuführen, dass unabhängig von den Voutungen oberhalb und unterhalb sowie der durch die Position der Ausnehmung veränderten Länge der Verschneidung stets der gleiche Spannungsbetrag jenseits der Ausnehmung vorbeigeführt wird.

Anders verhält es sich bei der Breite des Knotenblechs: Je breiter dieses ist, desto geringer fällt die Spannungsspitze aus, da die Spannung sich insgesamt auf eine größere Querschnittsfläche verteilt. Allerdings nimmt dieser Effekt naturgemäß mit steigender Breite des Knotenblechs immer mehr ab. Es gilt hier, das optimale Verhältnis von Blechverbrauch und Spannungsreduktion zu finden. Ein Mindestwert der Knotenblechbreite von  $b_{\text{Knotenblech}} = 1,5 \cdot b_{\text{Ausnehmung}} + b_{\text{Ausnehmung}} + 1,5 \cdot b_{\text{Ausnehmung}}$  erscheint hier sinnvoll. Im vorliegenden Fall des Referenzobjekts konnte die am seitlichen Rand der Ausnehmung auftretende Spannungsspitze unter Normalkrafteinwirkung durch eine großzügige Verbreiterung des Bruttoquerschnitts des Knotenblechs von 75 mm um 21,47 % reduziert werden.

Die Dicke des Schottblechs beeinflusst zwar die Geometrie der Ausnehmung, wird aber kaum im Sinne der dort auftretenden Spannungsspitzen bemessen, sondern in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen des Haupttragelements und der zu übertragenden Kräfte dimensioniert werden. Des Weiteren hat eine realitätsnahe Veränderung der Dicke um wenige Millimeter kaum Einfluss auf die Ausnehmungsform. Daher wurde auf eine Variation der Schottblechdicke verzichtet.

Die Formoptimierung für die Ausnehmung selber erfolgte ausgehend von der Ausgangsgeometrie in mehreren Schritten: Im ersten Schritt wurde jeder der sechs Radien unabhängig voneinander in 10-mm-Schritten in beide Richtungen variiert. Dabei zeigte sich, dass die Spannungen an der Außenseite der Ausnehmung in sehr hohem Maß von dem y-Radius der zweiten Ellipse  $r_{E2y}$  abhängen. Eine Vergrößerung dieses Wertes bewirkt eine Reduktion der Spannungen um 18,15 %. Die Form der Ausnehmung verändert sich dadurch, der Abstand zwischen dem Beginn der Verengung des Querschnitts (infolge der Ausnehmung) zur Stelle mit minimalem Nettoquerschnitt verlängert sich, wodurch für die horizontale Verteilung der Spannungen ein etwas längerer Bereich zur Verfügung steht.

Im zweiten Optimierungsschritt wurde  $r_{E3y}$  auf den im ersten Schritt gefundenen Wert festgesetzt, und es erfolgte eine erneute Variation der verbliebenen Parameter. Eine weitere Reduktion der Spannungen auf nun insgesamt 20,86 % konnte hier nur noch durch Vergrößerung des y-Radius des dritten Ellipsensegments erzielt werden. Durch diese Vergrößerung entfernt sich der Ort der sprunghaften Geometrieänderung (Ende der Verschneidung) noch weiter von der untersuchten Spannungsspitze, wodurch mehr Strecke für die Spannungsumlagerung zur Verfügung steht. Allerdings stagniert auch dieser Effekt ab einem gewissen Maß. Im hier untersuchten Fall erwies sich eine Vergrößerung von  $r_{E3y}$  um 10 mm sinnvoll.



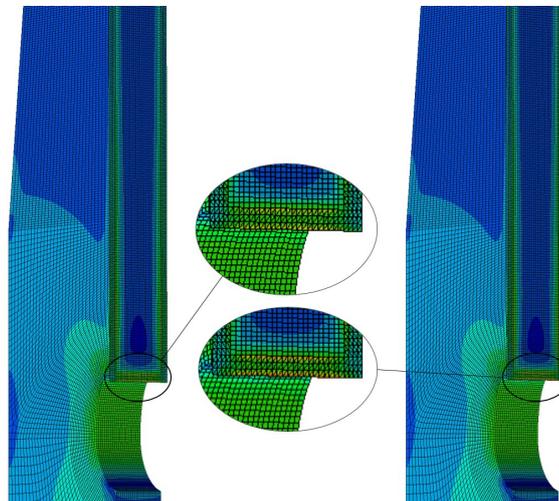
**Abbildung 14.4** : Spannungsbild (von-Mises-Spannungen) am seitlichen Rand der Ausnehmung am Ende der Verschneidung zwischen Schottblech und Knotenblech an einem Hängeranschluss von Typ A an geschätzter Ausgangsform (links) und optimierter Form (rechts) der Ausnehmung (53)

Ein versuchter dritter Optimierungsschritt brachte keine weitere Verbesserung des Spannungsbildes mit sich, so dass die Optimierung am Schalenmodell an dieser Stelle beendet wurde. Abbildung 14.4 zeigt den Verlauf der von-Mises-Spannungen am Modell der Ausgangsgeometrie (links) sowie an der für diesen Fall gefundenen Optimalform (rechts).

### 14.3 Weitere Untersuchungen am Volumenmodell

Der Übergang vom Knotenblech zum Schottblech wurde anhand eines Volumenmodells untersucht (53). Um die Auswirkung makrogeometrischer Effekte zu erfassen, wurde ebenfalls eine Variantenstudie durchgeführt, die sich jedoch aufgrund der Relevanz auf die beiden Radien des dritten Ellipsensegments beschränkte. Als Ausgangsgeometrie wurde die in Kapitel 14.2 gefundene optimierte Form festgelegt (siehe Abbildung 14.5). Eine Verbesserung ergab sich hier nur bei der ersten Stufe der Optimierung durch eine Veränderung des x-Radius  $r_{E3x}$ . Das Minimum der Spannungen stellt sich bei einer Vergrößerung dieses Wertes um 15 mm ein, bei weiterer Vergrößerung steigen die Spannungen wieder an. Die maximale Spannungsreduktion beträgt für diesen Optimierungsschritt 12,27 %. Eine Variation des y-Radius  $r_{E3y}$  konnte zwar keine Reduktion der Spannungen be-

wirken, allerdings zeigte sich, dass das Spannungsbild dennoch maßgeblich von diesem Wert abhängt, da eine Variation unabhängig von der Variationsrichtung zu einem steilen Spannungsanstieg führt.



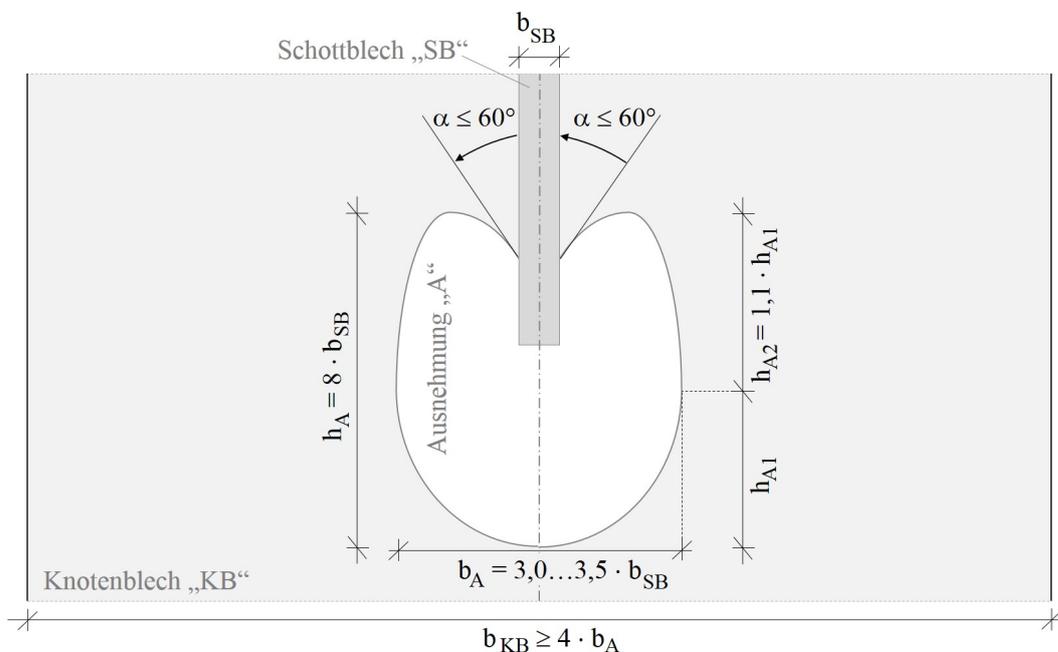
**Abbildung 14.5** : Spannungsbild (von-Mises-Spannungen) am Ende der Ausnehmung an der Verschneidung zwischen Schottblech und Knotenblech an einem Hängeranschluss von Typ A an im Schalenmodell gefundener Ausgangsform (links) und im Volumenmodell optimierter Form (rechts) der Ausnehmung (nach (53))

Um zu untersuchen, welchen Einfluss der Anschlusswinkel  $\alpha$  am Rand der Ausnehmung auf das lokale Spannungsmaximum besitzt, wurde dieser für verschiedene Varianten ermittelt. Es zeigte sich, dass sich die Minima bei jeweils einem festgelegten Parameter und Variation der anderen Parameter für unterschiedliche Winkel einstellten. Allerdings lagen diese Winkel alle im Bereich von unter  $60^\circ$ , weshalb empfohlen wird, diesen Winkel nicht zu überschreiten.

Durch die sehr feine Vernetzung im Bereich der Schweißnaht konnten weiterhin zwei wesentliche Einflussfaktoren auf die maximal auftretende Spannung an Anfang und Ende der Ausnehmung identifiziert werden: die Form und die Größe der Schweißnaht. Erwartungsgemäß sinken die maximalen Spannungen bei dickeren Schweißnähten, da sich die minimal auftretende Querschnittsfläche zur Übertragung der Spannungen vergrößert. Auch die Ausführung als HV-Naht wirkt sich im Vergleich zu einer Kehlnaht positiv auf das Spannungsbild aus. Da diese beiden Faktoren jedoch einen deutlich erhöhten Aufwand in der Fertigung bedeuten (Schweißnahtvorbereitung, mehrlagiges Schweißen), wird in der Regel darauf verzichtet, wenngleich die positiven Effekte bereits bekannt sind. Bezüglich der Form der Schweißnaht kann festgehalten werden, dass eine konkav ausgeschliffene Naht eine klare Reduktion von Spannungsspitzen bewirkt. Auch hier stellt sich im Einzelfall die Frage nach der wirtschaftlichen Rentabilität.

## 14.4 Ausführungsempfehlungen

Anhand der in den Simulationen gewonnenen Ergebnisse lässt sich für den Fall der Ausnehmung am Knotenblech des Anschlusstyps A die optimale Geometrie der Ausnehmung wie in Abbildung 14.6 definieren. Die Höhe und Breite der Ausnehmung lassen sich jeweils anhand der Schottblechdicke bestimmen. Die maximale Breite sollte sich dabei leicht versetzt in Richtung der dem Knotenblech abgewandten Seite befinden. Der Winkel im Bereich der Schweißnahtausrundung sollte  $60^\circ$  nicht überschreiten. Die für den Kraftfluss ideale Breite des Knotenblechs liegt bei dem Vierfachen der Breite der Ausnehmung. Bei schmalen Knotenblechen kann es hier zu unerwünschten und unnötigen Spannungskonzentrationen kommen.



**Abbildung 14.6** : Empfehlungen zur geometrischen Ausführung im Bereich der Ausnehmung bei Hängeranschlussstyp A

Um die Zugänglichkeit für Fertigung und Nachbehandlung an der empfindlichen Stelle des Übergangs vom Schottblech zur Ausnehmung und damit eine ausreichende Qualität der Schweißnaht zu gewährleisten, sollte eine minimale Gesamtbreite der Ausnehmung von 160 mm nicht unterschritten werden. Der Übergang am Rand der Ausnehmung ist sorgfältig zu verschleifen, um Kerben zu vermeiden und einen gleichmäßigen Spannungsverlauf zu gewährleisten.

## Teil V

### Zusammenfassung und Ausblick



## 15 Résumé

In dieser Arbeit wurden verschiedene Aspekte im Hinblick auf die robuste und ermüdungssichere, aber auch wirtschaftliche Ausbildung der Hängeranschlüsse an Stabbogenbrücken behandelt.

Im ersten Teil erfolgte nach einer Hinführung zum Thema und einem kurzen Überblick über den allgemeinen Stand der Technik die Vorstellung des Referenzbauwerks, einer rd. 126 m langen zweigleisigen Stabbogenbrücke im Netz der Deutschen Bahn. Die in weiten Teilen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen erfolgten anhand dieser Referenzbrücke.

Auf der Einwirkungsseite, die in Teil II betrachtet wurde, sind verschiedene Belastungen zu berücksichtigen; neben dem Nachweis der Standsicherheit ist es stets notwendig, die Sicherheit gegen ein Ermüdungsversagen nachzuweisen und das Auftreten von Resonanz zu verhindern. Im Hinblick auf Resonanz sind Lasten aus Wind und Verkehr zu berücksichtigen. Es wurde exemplarisch das Risiko von Schwingungen infolge von Windeinwirkung am Referenzbauwerk untersucht, wobei festgestellt werden konnte, dass ein Kernpunkt hier stets die Eigenfrequenz der verschiedenen Bauteile ist, die auf unterschiedliche Art beeinflusst werden kann. Da allerdings im Zuge der statischen Berechnung stets Unsicherheiten und Ungenauigkeiten vorhanden sind und es im Hinblick auf Resonanz keine allgemein sichere Seite zur Bemessung gibt, kommt es in der Praxis oft zu Fällen, in denen nachträglich Schwingungsdämpfer einzubauen sind, wie das auch im Fall des Referenzbauwerks erfolgte.

Bezüglich der Belastung aus Verkehr wurde anhand von Belastungslinien untersucht, wie sich unterschiedliche Laststellungen im Zuge von Eisenbahnüberfahrten auf die Schnittgrößen an verschiedenen Stellen des Bauwerks auswirken. Diese Belastungslinien basieren auf Angaben zu Betriebszügen für die Ermüdungsberechnung aus (13), Anhang D, und wurden an einem sehr detaillierten Modell erstellt, um Ungenauigkeiten aus Vereinfachungen des statischen Systems so weit wie möglich zu vermeiden.

Teil III behandelte die Frage nach der korrekten und wirtschaftlichen Berechnung des Widerstands der Brücke und der Konstruktion der komplexen Hängeranschlüsse. Es wurden zunächst verschiedene Ausführungsformen für die Hängeranschlüsse aufgezeigt und diskutiert. In der Praxis ist oft eine dynamische Berechnung des Gesamtbauwerks notwendig, was allerdings durch den hohen Rechenaufwand mit einem detaillierten FE-Modell, wie

in Teil II beschrieben, zu aufwändig, wenn nicht sogar unmöglich ist. Da infolge dessen bei der Modellierung der Hängeranschlüsse oft unzutreffende Vereinfachungen getroffen werden, können die Ergebnisse stark von der Realität abweichen. Aus diesem Grund wurden typisierte Hängeranschlüsse entwickelt und katalogisiert, mit denen der Anwender die Möglichkeit hat, bei überschaubarem Aufwand eine realitätsnahe Berechnung durchzuführen, was die Bemessung vor allem bei großen Brücken mit hohem Resonanzrisiko einfacher und wirtschaftlicher macht. Ein Beispiel zur Anwendung der in Teil III vorgestellten Konzepte mit typisierten Hängeranschlüssen wird in Anhang C anhand dynamischer Simulationen exemplarisch gezeigt und diskutiert.

In Teil IV wurden ermüdungsrelevante Details untersucht. Hierzu wurden zunächst an den oben diskutierten Hängeranschlüssen die ermüdungskritischen Stellen identifiziert und soweit möglich klassifiziert. Anschließend erfolgte die genauere Untersuchung von zwei Details: dem Dichtblech und der Ausnehmung.

Das Dichtblech, das an innenliegenden Hängeranschlüssen in geschlossenen Haupttragelementen das Eindringen von Feuchtigkeit und Fremdstoffen verhindern soll, nimmt ungewollt einen beträchtlichen Anteil der Spannungen aus dem Haupttragelement oder dem Hängeranschlussblech auf. Da es allerdings oft nicht hierfür bemessen wird, entstehen an dessen Stirnseiten leicht Ermüdungsschäden aufgrund unzulänglicher Ausbildung der Schweißnaht oder ungünstiger Dichtblechform. Es wurden daher verschiedene Formen des Dichtblechs untersucht und mit Hilfe des Strukturspannungskonzepts auf auftretende Hot Spot-Spannungen untersucht. Es zeigte sich, dass eine eckig ausgeführte Form des Dichtblechs entgegen der allgemeinen Vermutung eine sehr gute Lösung ist und dass komplett ausgerundete Stirnseiten zu sehr ungünstigen Spannungsspitzen in der Mitte der Stirnseite führen. Auch eine leichte Ausrundung der Ecken kann die Spannung maßgeblich erhöhen, da sich dadurch der frontale Bereich des Stirnblechs verengt.

Neben der Untersuchung der Form wurde auch auf die Art der Spannungsberechnung eingegangen. Allerdings fehlten Kalibrierungsmöglichkeiten, weshalb neben Simulationen auch Ermüdungsversuche an skalierten Details durchgeführt wurden. Die Versuche konnten die Erkenntnisse aus den Simulationen mit den realen Abmessungen weitgehend bestätigen. Allerdings zeigte sich auch, dass neben der Form des Dichtblechs die Ausführung der Schweißnaht eine maßgebliche Rolle im Hinblick auf die Ermüdungssicherheit spielt. Abgesehen von den Probekörpern mit kreisförmig ausgerundeten Stirnseiten konnte keine Stelle identifiziert werden, an der die jeweilige Form grundsätzlich ihren Anriss hat. Vielmehr zeigte sich, dass es stets verschiedene Anrisse gab, die dann zu einem großen Riss zusammenwuchsen. Die Position der Anrisse lag mit Ausnahme der kreisrunden Form stets im Bereich von Unregelmäßigkeiten in der Schweißnaht.

Da einige Probekörper ihren Anriss gar nicht an der Schweißnahtkerbe, sondern am Rand der Aussparung an der Brennschnittkerbe hatten, wurde deutlich, wie wichtig eine sorgfältige Fertigung mit Nachbehandlung hier ist. Die Eckradien sind unbedingt möglichst großzügig zu wählen, eventuelle Kanten sind auszuschleifen. Der Brennschneider sollte keinesfalls in der Ecke der Aussparung angesetzt werden.

Nachrechnungen der Probekörper zeigten, dass die Methode zur Spannungsermittlung für Hot Spots von Typ a gemäß der IIW-Empfehlungen (International Institute of Welding) stets gute Ergebnisse liefert, sofern die Methode mit feiner Vernetzung verwendet wird. Je feiner das Netz gewählt, desto näher lagen die berechneten Spannungen an den im Versuch gemessenen Spannungen. Allerdings war dieser Effekt nur bis zu einer Netzdichte von 2 mm nachweisbar. Engere Netze konnten zu keiner weiteren Verbesserung der Ergebnisse führen.

Der IV. Teil schließt mit der Untersuchung eines zweiten Details, der Ausnehmung am Ende einer Verschneidung zwischen zwei Blechen. Die wesentlichen Parameter zur Reduktion der Spannungen am Rand einer solchen Ausnehmung sind die Größe des restlichen Nettoquerschnitts und die Form der Ausnehmung. Bei der Form konnte festgestellt werden, dass diese möglichst länglich in Richtung der Verschneidung zu wählen ist. An Beginn und Ende der Ausnehmung wird empfohlen, einen Winkel von  $60^\circ$  nicht zu unterschreiten. Wichtig ist aus konstruktiven Gründen auch, die Ausnehmung nicht zu eng zu gestalten, so dass eine qualitativ hochwertige Fertigung und Nachbehandlung der Schweißnaht auch am Übergang am Ende der Verschneidung möglich ist.

Im Anhang finden sich Achsbündellasten zur schnellen visuellen Erfassung der Belastung durch die in (13), Anhang D, aufgeführten Zugtypen für die Ermüdungsbemessung. Außerdem wird der Fragebogen bereitgestellt, anhand dessen 2015 in Fachkreisen eine Expertenumfrage zur Hängeranschlussbewertung durchgeführt wurde, sowie die Ergebnisse dieser Umfrage. Zu guter Letzt beinhaltet der Anhang die Fotodokumentation zu Aufbau und Durchführung der Ermüdungsversuche sowie Nahaufnahmen der Bruchkanten der 12 Probekörper.

## 16 Empfehlungskatalog

Die Wahl des Hängeranschlusstyps hängt stets von verschiedenen Randbedingungen ab, und oft ist nicht zuletzt das optische Erscheinungsbild ausschlaggebend. Um die Entscheidung zu unterstützen, kann allerdings eine Abwägung nach den in B genannten Kriterien und den Stimmen aus der Fachwelt hilfreich sein.

Für die numerische Modellierung von Stabbogenbrücken und die konstruktive Durchbildung der Hängeranschlüsse lassen sich auf Basis der in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen die im Folgenden aufgeführten Empfehlungen formulieren:

### 16.1 Empfehlungen zur Modellierung

- Um den Rechenaufwand wirtschaftlich zu halten, wird die Modellierung des Gesamtbauwerks als Stabwerk mit Schalenelementen im Bereich der Fahrbahn empfohlen. Auf diese Weise ist auch die Durchführung dynamischer Simulationen mit der heute üblichen EDV-Technik möglich.
- Die Anschlüsse der Hänger sollten mit Hilfe der in Kapitel 8 vorgestellten typisierten Anschlussvarianten erfolgen, um Anschlusssteifigkeiten und geometrische Exzentrizitäten hinreichend genau abzubilden. Eine stichprobenartige Kalibrierung nach dem hierfür vorgestellten Verfahren ist sinnvoll.
- Da die realen Spannungen, wie in Kapitel 12 gezeigt, stark von der Detailausbildung abhängen, ist von der Verwendung des Nennspannungskonzepts abzuraten. Für den Nachweis der Ermüdungssicherheit wird daher das Vorgehen nach dem Strukturspannungskonzept empfohlen. Hierfür sind FE-Submodelle der maßgebenden Details unter der Verwendung von Volumenelementen höherer Ordnung zu erstellen.
- Um eine Über- oder Unterschätzung der auftretenden Spannungsschwingbreiten zu vermeiden, werden Knotenabstände von 2 mm empfohlen. Eine weitere Verfeinerung der Finite-Elemente-Struktur erzeugt einen hohen Rechenaufwand ohne maßgebliche Verbesserung der Ergebnisse.
- Bei Anwendung der Empfehlungen zur Extrapolation der Hot Spot Spannungen nach (29) ist eine lineare Extrapolation ausreichend.

- Bei der Bewertung der Simulationsergebnisse ist stets zu berücksichtigen, dass im numerischen Modell nicht alle Effekte (zum Beispiel Eigenspannungen, örtliches Plastizieren) berücksichtigt werden.

## 16.2 Empfehlungen zur Konstruktion der Hängeranschlüsse

Für die Wahl des Hängeranschlusstyps sind verschiedene Kriterien entscheidend. Da hier vor allem Hängeranschlüsse des Typs A1 untersucht wurden, beziehen sich die folgenden Hinweise auf diese Ausführungsform.

- In Simulationen und Versuchen wurde gezeigt, dass zur Reduktion der Spannungsspitzen eine möglichst breite Stirnseite am Dichtblech sinnvoll ist. Rund ausgebildete Stirnseiten sind nicht zielführend, da hier eine ungewollte Spannungskonzentration entsteht.
- Entscheidend für die Sicherheit gegen Ermüdungsschäden ist vor allem eine saubere Ausführung der Schweißnähte an den Dichtblechstirnseiten. Es empfiehlt sich demnach, die Schweißnaht nicht stirnseitig, sondern seitlich anzusetzen, um Störungen im Material an den empfindlichen Stellen so gering wie möglich zu halten.
- Bei der Ausnehmung zur Durchdringung des Haupttragelements ist auf eine möglichst großzügige Ausrundung sowie sorgfältiges Verschleifen der Ecken zu achten, da hier Risse entstehen können, die durch ihre Lage jenseits des Dichtblechs schwer zu entdecken sind und zu einem globalen Versagen des Bauwerks führen können.
- An Rändern von Ausnehmungen sollte der Übergangswinkel maximal  $60^\circ$  betragen, wobei ein sauberes Verschleifen in diesem Bereich essenziell ist. Für die Fertigung empfiehlt sich hier, einen gewissen Überstand zu lassen, der anschließend ausgeschliffen wird.
- Für die Geometrie von Ausnehmungen an Verschneidungen zwischen Knotenblech und Schottblech bei Anschlüssen des Typs A1 wird empfohlen, die in (53) genannten Maße einzuhalten, um so unnötig große Spannungsspitzen auszuschließen.

## 17 Weiterer Forschungsbedarf

In Zukunft wird es aufgrund größerer Spannweiten und höherer Überfahrgeschwindigkeiten immer öfter notwendig sein, dynamische Simulationen an Brücken durchzuführen. Nach (37) ist es wichtig, die Zeitschritte für eine dynamische Berechnung ausreichend kurz zu wählen; in einem hier vorgestellten Simulationsbeispiel waren 50 Hz notwendig. Außerdem wird darauf hingewiesen, dass für verschiedene Bauteile unterschiedliche Kombinationen von Zügen und Geschwindigkeiten maßgebend sein können, was den notwendigen Simulationsaufwand deutlich erhöht. Ein Leitfaden zur Ermittlung der von verschiedenen Randbedingungen abhängigen Berechnungsfrequenz wäre daher in der Praxis hilfreich, um die wirtschaftliche Bemessung von Brücken mit immer größeren Spannweiten und Überfahrgeschwindigkeiten möglich zu machen.

Es wären auch Konvergenzkriterien für den Detaillierungsgrad bei dynamischen Bemessungen hilfreich. Beispielsweise fehlen Angaben, welchen Einfluss die Art der Lastaufbringung auf die Ergebnisse dynamischer Berechnungen hat, die in Form dynamisch beweglicher Achslasten, aber im Extremfall auch durch komplexe Masse-Feder-Systeme erfolgen kann.

Bei der Ermittlung der Strukturspannungen am Dichtblechdetail wurde klar, dass gerade im Druckbereich die kritische Stelle nicht unbedingt am äußeren Schweißnahtübergang liegt, sondern die Gefahr eines Wurzelrisses besteht. Ein solcher Riss ist besonders gefährlich, da er erst sehr spät erkannt werden kann. In keiner der derzeit verfügbaren Normen und Richtlinien findet man Angaben für den Ermüdungsnachweis an dieser Stelle, das Detail ist als Kerbfall noch nicht gelistet. Hier wären praxistaugliche Konstruktions- und Bemessungshinweise sehr sinnvoll, da ein solches Detail in der Realität kaum vermeidbar ist und bei Hängeranschlüssen von Typ A unabhängig von der Anordnung eines Dichtblechs oder einer alternativen Abdichtung immer vorkommt. Bauteilwöhlerlinien für Wurzelversagen an aufgeschweißten Tellern oder Laschen könnten nicht nur im Brückenbau, sondern auch im Bau von Kranbahnen Anwendung finden. Für die durchzuführenden Versuche kann man sich an dem in dieser Arbeit vorgestellten Versuchsaufbau orientieren, wobei auf eine ausreichende Stabilität gegen Knicken zu achten ist.

Das unplanmäßige Versagen einiger Probekörper durch Anriss an der Brennschnittkerbe zeigte, dass diese Stelle in der Praxis insbesondere bei durch Zug belasteten Bauteilen nicht vernachlässigt werden sollte. Hinweise zu Mindestradien an Aussparungen wären sinnvoll, um solche Problemstellen bereits in der Planungsphase zu vermeiden.

# Anhang



## A Betriebszüge

Auf den folgenden Seiten findet sich die Darstellung der in (13), „Grundlagen für die Ermüdungsberechnung von Eisenbahnbrücken“, Anhang D aufgeführten „Zugtypen für Ermüdungsberechnung“ in Form von Achsbündellasten; eine Übersicht gibt Tabelle 15.

**Tabelle 15** : Übersicht über die im folgenden als Achsbündellasten dargestellten Zugtypen aus (13), Anhang D.

BZ-Nr.	Bezeichnung	Streckengewicht	Abbildungsverweis
BZ1	Lokgezogener Reisezug	$q = 25,3 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.1
BZ2	Lokgezogener Reisezug	$q = 18,9 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.2
BZ3	Hochgeschwindigkeitsreisezug	$q = 24,4 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.3
BZ4	Hochgeschwindigkeitsreisezug	$q = 21,5 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.4
BZ9	S-Bahn-Triebwagenzug	$q = 22,0 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.5
BZ10	U-Bahn-Triebwagenzug	$q = 27,8 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.6
BZ5	Lokgezogener Güterzug	$q = 80,0 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.7
BZ6	Lokgezogener Güterzug	$q = 43,0 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.8
BZ7	Lokgezogener Güterzug	$q = 52,7 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.9
BZ8	Lokgezogener Güterzug	$q = 48,7 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.10
BZ11	Lokgezogener Güterzug	$q = 57,2 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.11
BZ12	Lokgezogener Güterzug	$q = 53,4 \text{ kN/m'}$	Abbildung A.12

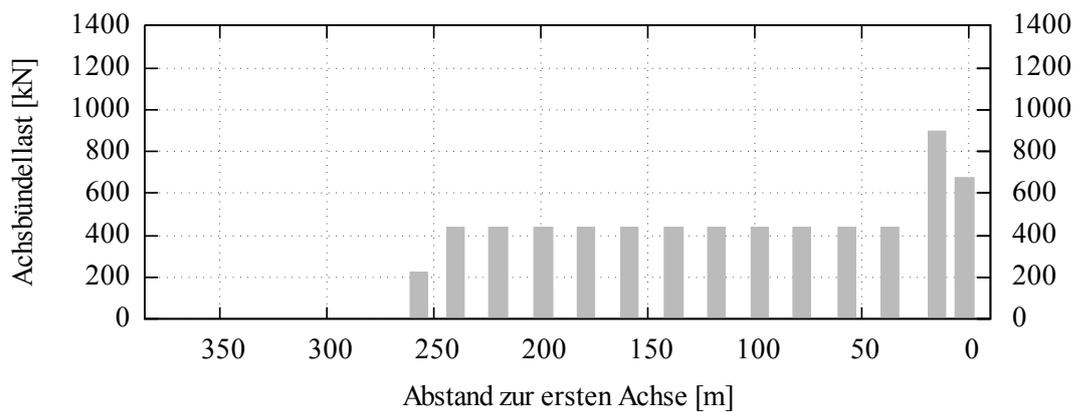


Abbildung A.1 : Achsbündellasten für BZ1

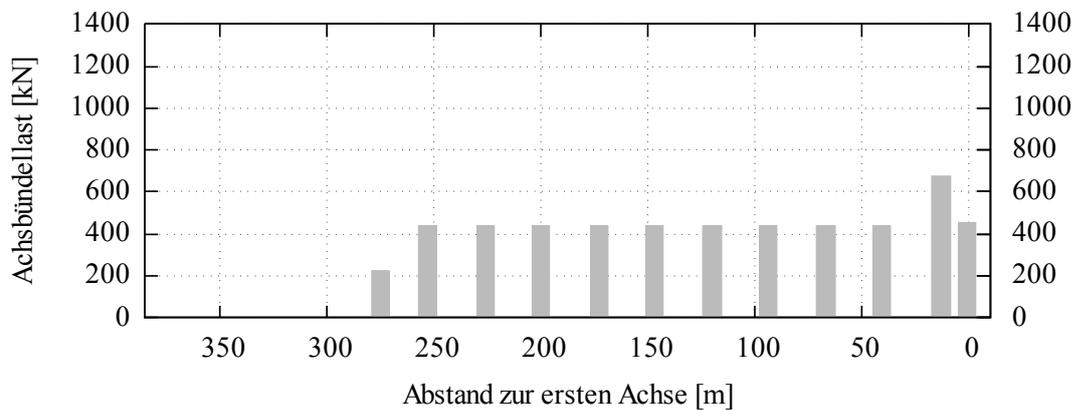


Abbildung A.2 : Achsbündellasten für BZ2

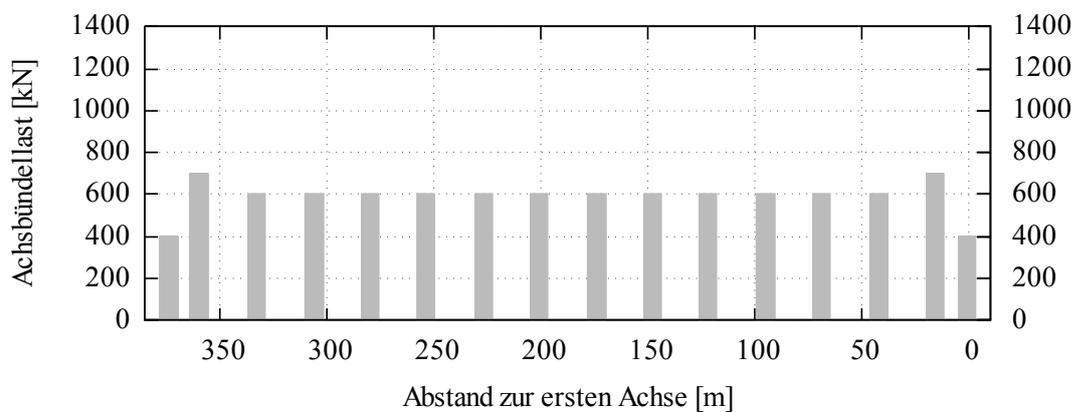


Abbildung A.3 : Achsbündellasten für BZ3

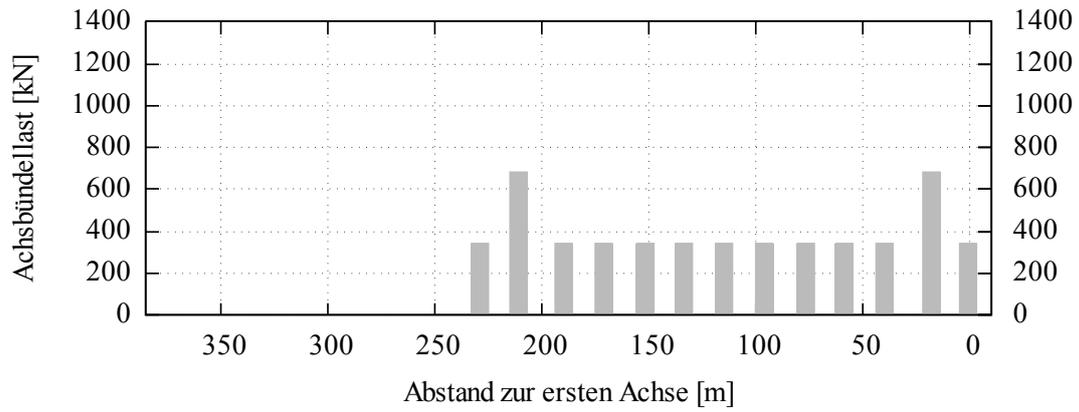


Abbildung A.4 : Achsbündellasten für BZ4

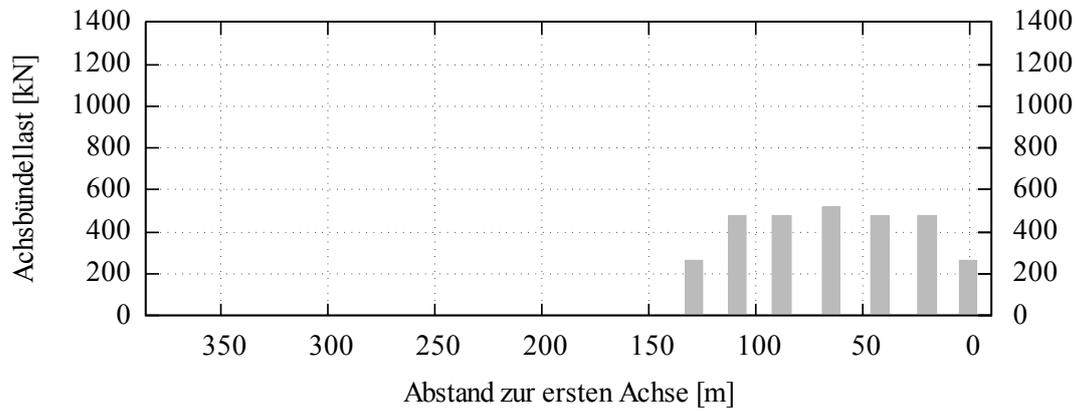


Abbildung A.5 : Achsbündellasten für BZ9

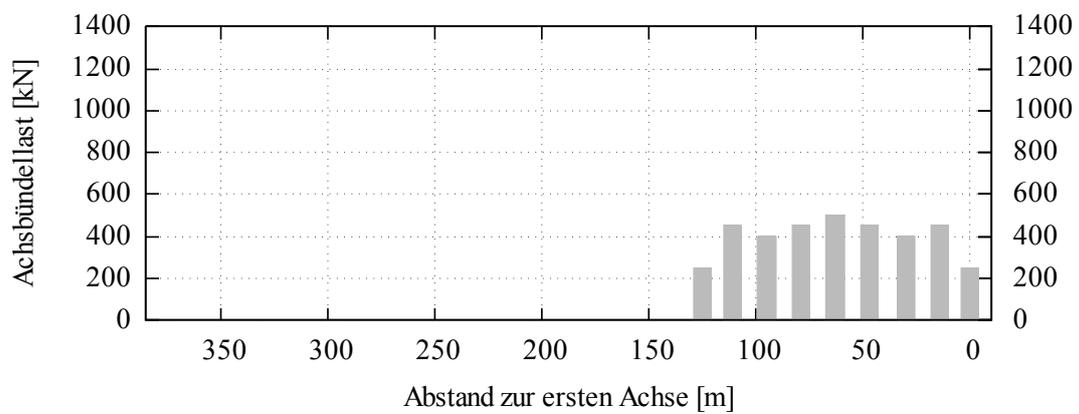


Abbildung A.6 : Achsbündellasten für BZ10

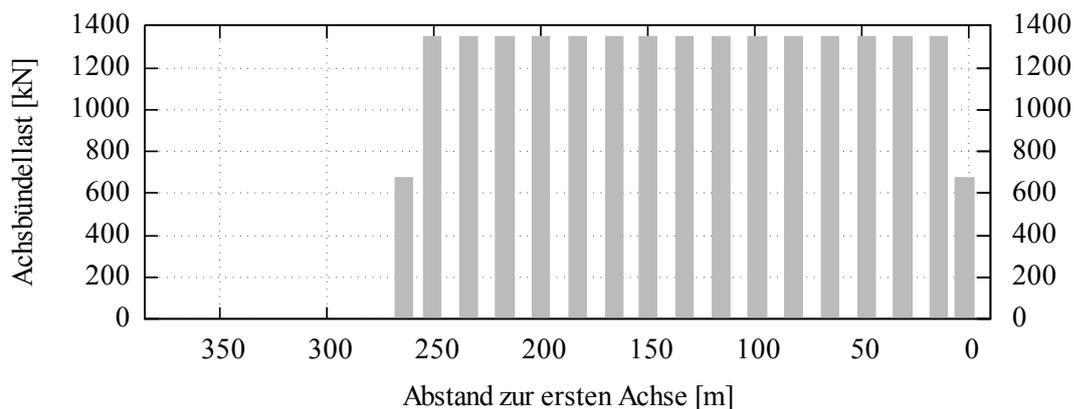


Abbildung A.7 : Achsbündellasten für BZ5

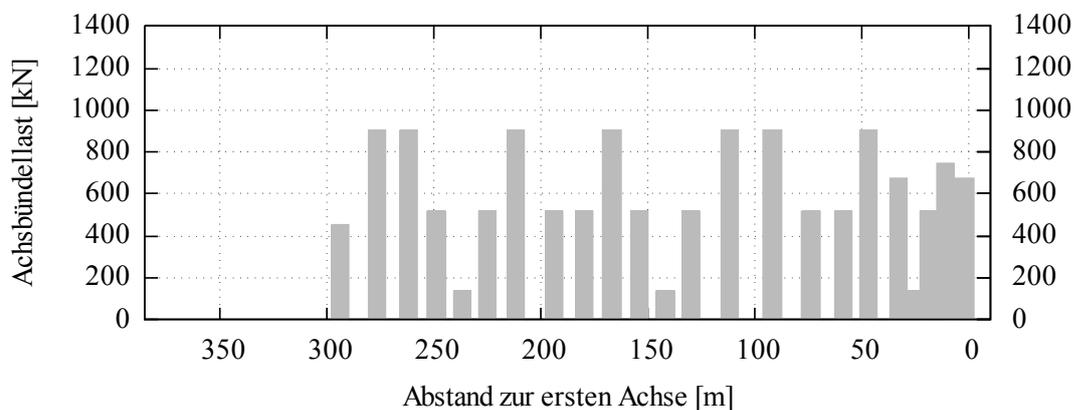


Abbildung A.8 : Achsbündellasten für BZ6

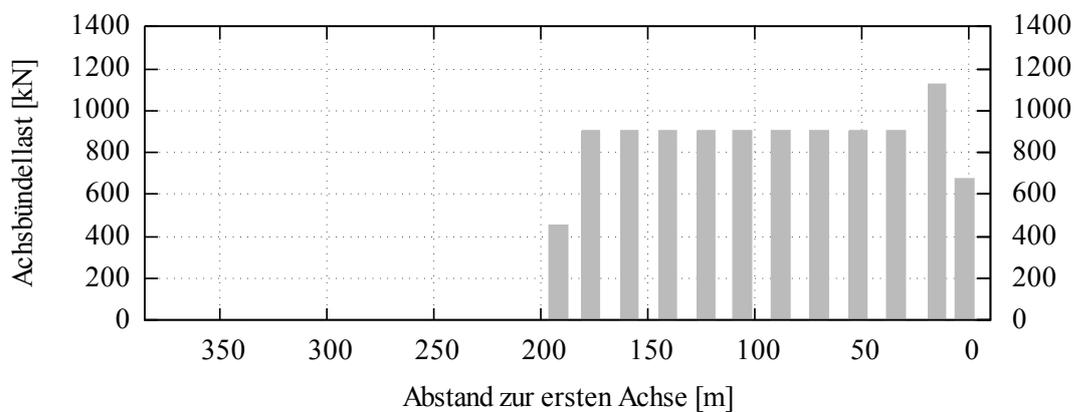


Abbildung A.9 : Achsbündellasten für BZ7

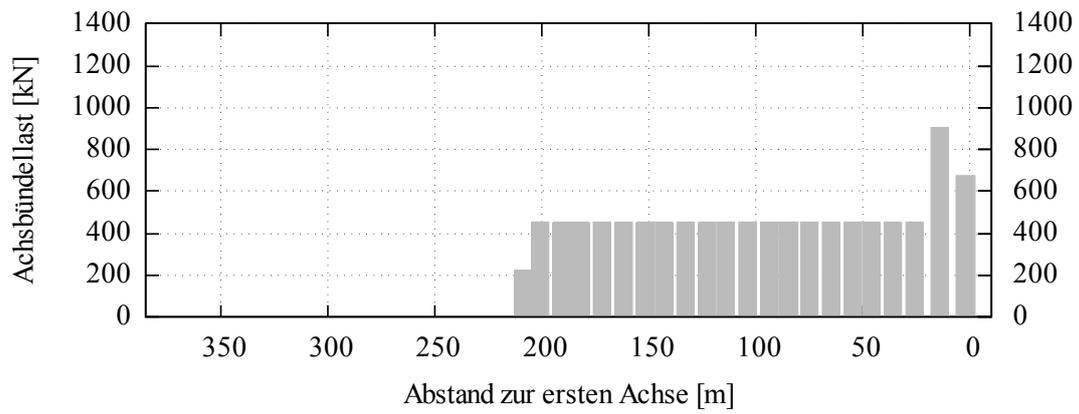


Abbildung A.10 : Achsbündellasten für BZ8

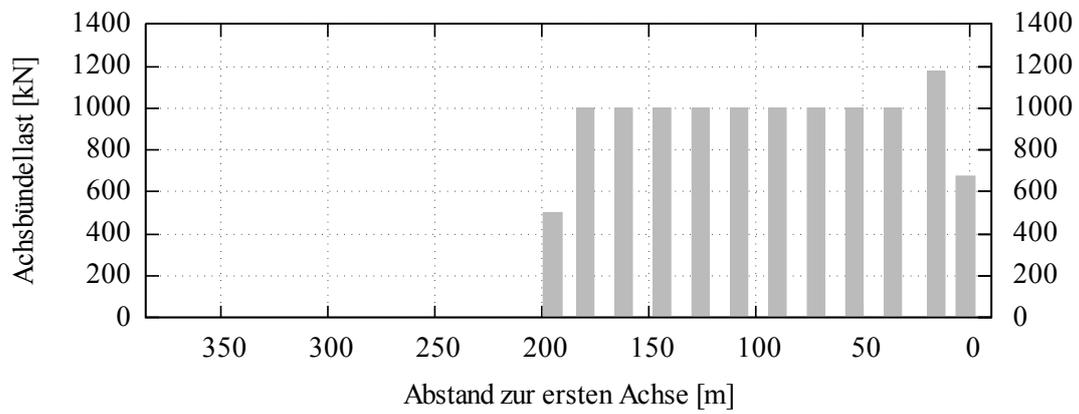


Abbildung A.11 : Achsbündellasten für BZ11

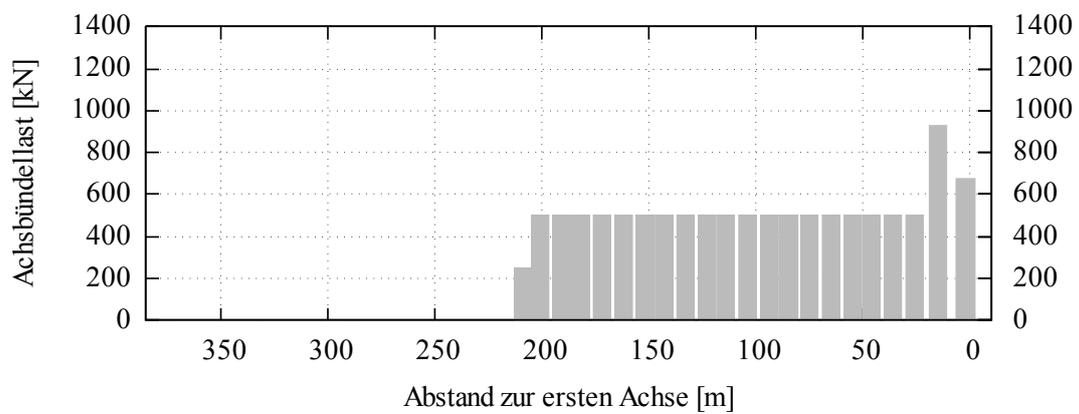


Abbildung A.12 : Achsbündellasten für BZ12

## B Expertenumfrage

Eine im Herbst 2015 durchgeführte Umfrage unter Experten des Stahlbrückenbaus zeigt die aktuelle Einschätzung vier gängiger Hängeranschlusstypen. Befragt wurden u.a. die Mitglieder des projektbegleitenden Ausschusses des AiF/FOSTA-Projekts „Ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundeisenbahnbrücken nach Kriterien der Nachhaltigkeit“ (Projektnummer 458ZN, (34)), Vertreter der Deutschen Bahn und namhafter Ingenieurbüros und Stahlbauunternehmen sowie Teilnehmer der Konferenz „Münchener Stahlbautage“ im November 2015.

Der zweiseitige Fragebogen befindet sich auf den nächsten Seiten<sup>1</sup>. Die Befragung zielte auf die Bewertung der vier in Kapitel 8 vorgestellten Hängeranschlusstypen nach den im Fragebogen aufgelisteten Kriterien ab. Um sicher zu stellen, dass kein relevanter Anschluss unberücksichtigt bleibt, wurde auf dem Fragebogen auch Raum für Varianten gelassen, wovon die Teilnehmer jedoch kaum Gebrauch machten.

Die Ergebnisse der Befragung sind in Tabelle 16 dargestellt. Die besten Ergebnisse erzielte Typ B, gefolgt von Typ D. Typ C zeigt eine starke Polarisierung. Er ist in einigen Kreisen sehr beliebt, wird von anderen Personen aber strikt abgelehnt. Die schlechtesten Ergebnisse erzielte Hängeranschlusstyp A, was insofern bemerkenswert ist, als dieser Typ sehr verbreitet ist und nach wie vor am häufigsten zur Anwendung kommt.

Da die abgefragten Kriterien ungewichtet sind und sich daraus keine generelle Präferenz ableiten lässt, enthält der Bogen auch die Frage nach der subjektiv besten Lösung. Die sich dadurch ergebende Reihenfolge entspricht der nach dem Durchschnittswert der Noten ermittelten Reihenfolge. Allerdings liegt Typ B prozentual hier noch weiter vorne.

---

<sup>1</sup>Die Bezeichnungen in dem Fragebogen entsprechen nicht den Bezeichnungen in dieser Arbeit, werden jedoch aus Authentizitätsgründen so belassen, wie sie in der Umfrage verwendet wurden. Typ 1 heißt hier Typ A, Typ 2 wurde zu Typ B, usw. .

## Fragebogen zur Bewertung verschiedener Hängeranschlussmöglichkeiten

Die Flachstahlhänger an Stabbogenbrücken für den Eisenbahnverkehr sind über geschweißte Anschlüsse mit Bogen und Versteifungsträger verbunden. Im Falle eines geschlossenen Querschnitts am Bogen bzw. Versteifungsträgers gibt es hierfür vier gängige Ausführungsformen, siehe Rückseite. Zur Bewertung der Vor- und Nachteile dieser Anschlüsse soll mit Hilfe dieser Umfrage ein möglichst umfangreiches Meinungsbild erfasst werden.

Name für Rückfragen (optional): \_\_\_\_\_

**Bitte vergeben Sie Noten von 1 bis 5, wobei 1 die beste Note ist.**

Ausführungsformen:	Typ 1	Typ 2	Typ 3	Typ 4
Kraftfluss, Lasteinleitung				
Modellierbarkeit, stat. System				
Unterhalt				
Witterungsanfälligkeit				
Kritische Kerbstellen				
Inspizierbarkeit				
Reparierbarkeit				
Optik				
Erfahrungswerte				
Schwingungsanfälligkeit				
Preis				
Denkbare Varianten	- Mit Dichtblech - Ohne Dichtblech			

Welchen Anschluss halten Sie für die beste Lösung? \_\_\_\_\_

Fehlt Ihnen eine Anschlussvariante oder würden Sie gerne eine andere neue Variante untersuchen lassen? Sonstige Erklärungen, Anmerkungen, Ideen, Kommentare?

---



---



---



---



---

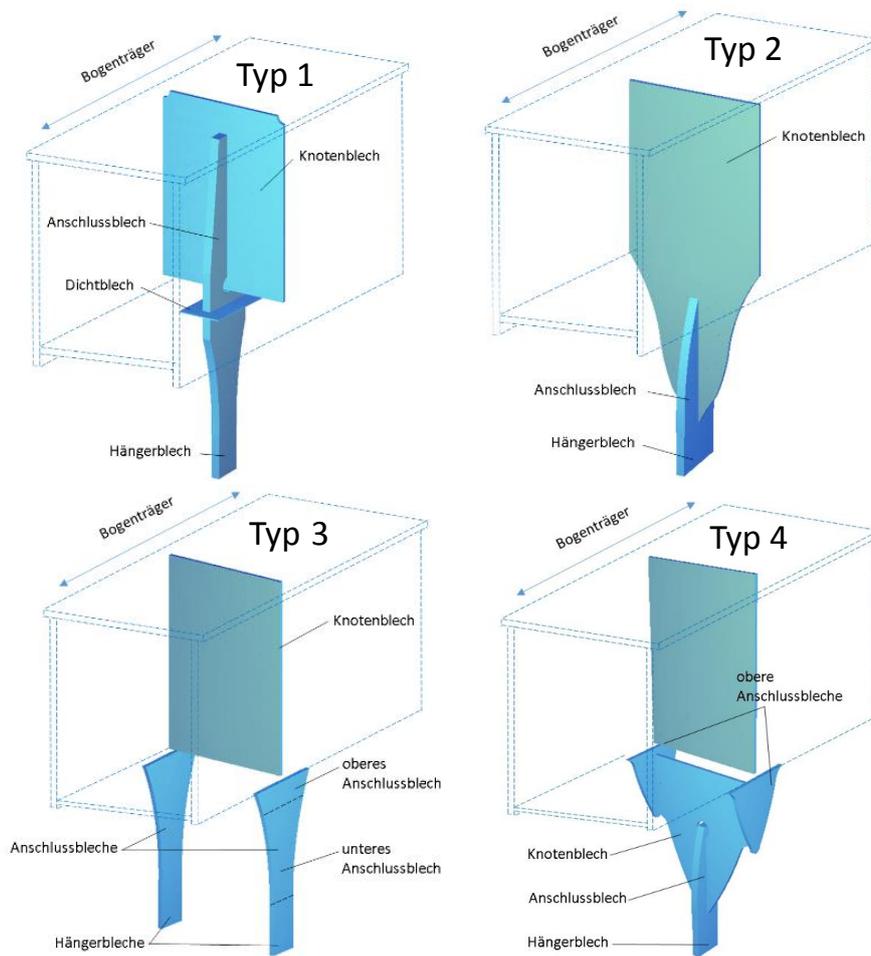


---

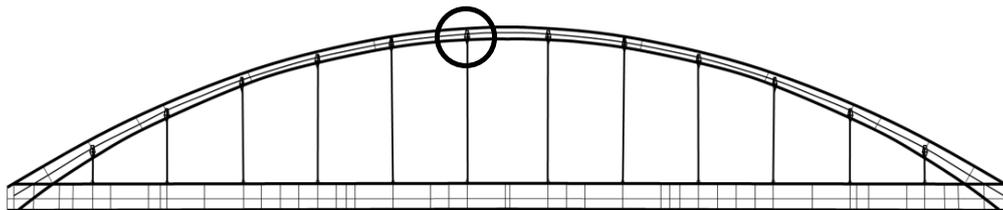


---

Bitte faxen Sie den ausgefüllten Fragebogen an die Nummer **089/289-22522** oder schicken ihn per E-Mail an [m.pfaffinger@tum.de](mailto:m.pfaffinger@tum.de). Auf den **Münchener Stahlbautagen** dürfen Sie den Bogen gerne am Empfang oder bei Prof. Mensinger und seinen Mitarbeitern abgeben. Vielen Dank für Ihre Teilnahme! Marjolaine Pfaffinger



Diese Darstellung der Hängeranschlusstypen 1-4 bezieht sich auf folgende Anschlussposition:



Fehlt Ihnen eine Anschlussvariante oder würden Sie gerne eine andere neue Variante untersuchen lassen? (Bitte mit Skizze darstellen.)



**Tabelle 16** : Ergebnisse der Expertenurfrage zur Hängeranschlussbewertung

	Typ A	Typ B	Typ C	Typ D
Kraftfluss, Lasteinleitung	3,17	2,00	2,56	2,40
Modellierbarkeit, stat. System	2,31	1,69	2,54	2,18
Unterhalt	2,51	1,89	2,06	2,16
Witterungsanfälligkeit	2,20	2,17	2,08	2,63
Kritische Kerbstellen	3,16	2,41	2,28	2,94
Inspizierbarkeit	3,71	2,13	1,74	1,77
Reparierbarkeit	3,74	2,21	1,79	1,97
Optik	1,67	2,05	3,65	3,36
Erfahrungswerte	1,60	2,35	3,35	3,53
Schwingungsanfälligkeit	2,46	2,20	3,58	2,25
Preis	3,24	2,21	2,73	2,35
Summe	29,77	23,30	28,37	27,53
Durchschnittsnote	2,71	2,12	2,58	2,50
Abweichung vom Bestbewertetsten	28 %	0 %	22 %	18 %
Stimmen für die beste Lösung	0 %	54 %	15 %	32 %
Abweichung vom Favoriten	54 %	0 %	39 %	22 %

## C Dynamische Berechnung

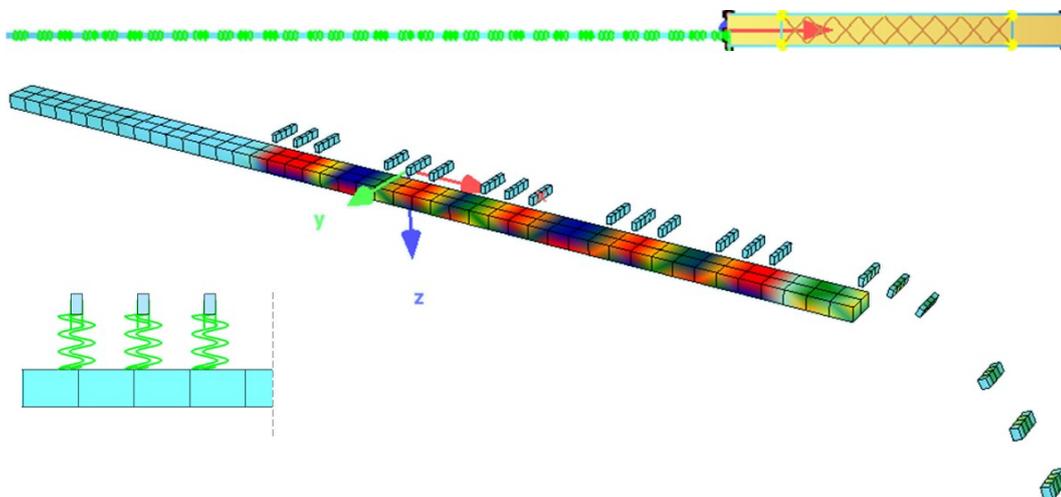
Dieser Abschnitt befasst sich mit der exemplarischen Anwendung der in Kapitel 9.2 katalogisierten typisierten Hängeranschlüsse anhand dynamischer Simulationen von Zugüberfahrten über das Referenzbauwerk.

### C.1 Modellierung der Züge

Im Anhang von (13) werden die bereits in Kapitel 6.1 beschriebenen Betriebszüge in Form von Achslasten und dazugehörigen Abständen bereitgestellt. Während für eine statische Berechnung bzw. eine Berechnung mit dynamischen Beiwerten nach (13), Anhang C, keine Interaktion zwischen den einzelnen Lastpunkten modelliert werden muss, ist für eine dynamische Berechnung die Kopplung dieser Lasten notwendig, da sich ihre Wirkungen auf das Tragwerk infolge dynamischer Effekte gegenseitig beeinflussen. Für eine voll-dynamische Simulation sollte die Abbildung des Zuges strenggenommen durch komplexe Feder-Masse-Dämpfungssysteme erfolgen (56), (18). In vorliegenden Beispiel (35) wird vereinfachend auf die Möglichkeit einer teildynamischen Simulation zurückgegriffen. Hierfür werden die Achsen einzelner Waggons und der Lok über fiktive masselose Flächenelemente aneinander gekoppelt. Für die Interaktion zwischen den Waggons (bzw. zwischen Lok und Waggon) wird ein Koppelstab eingesetzt.

Die Modellierung kann beispielsweise in der Finite-Elemente-Software Sofistik mit Hilfe sogenannter *Moving Springs* (siehe Abbildung C.1) erfolgen (54); das sind masselose Federelemente, denen eine Federsteifigkeit und eine Dämpfung zugewiesen werden kann. Diese werden an Flächenelemente angeschlossen, denen Lasten zugewiesen werden können. Die Kopplung dieser Elemente untereinander sowie zwischen den einzelnen Zugabschnitten wird zunächst mit festgelegten Koordinaten realisiert, jedoch ist die Position des Zugmodells im weiteren Berechnungsverlauf stets von der Position der Moving Springs abhängig. Diesen wird für die Simulation eine Geschwindigkeit und eine Richtung vorgegeben, mit Hilfe derer sich für jeden Berechnungsschritt eine neue Position ergibt. Die Übertragung der Last an das Bauwerk wird über einen Suchradius und eine Suchrichtung definiert, durch die die Federelemente einen Interaktionsknoten auf der Brückenoberfläche, welche durch einen bestimmten Nummernbereich der Elemente und Knoten definiert ist, finden. Es liegt auf der Hand, dass bei der Modellierung solcher Abhängigkeiten eine sorgfältige

Systematisierung der Elementierung und der dazugehörigen Nummerierung unerlässlich ist.



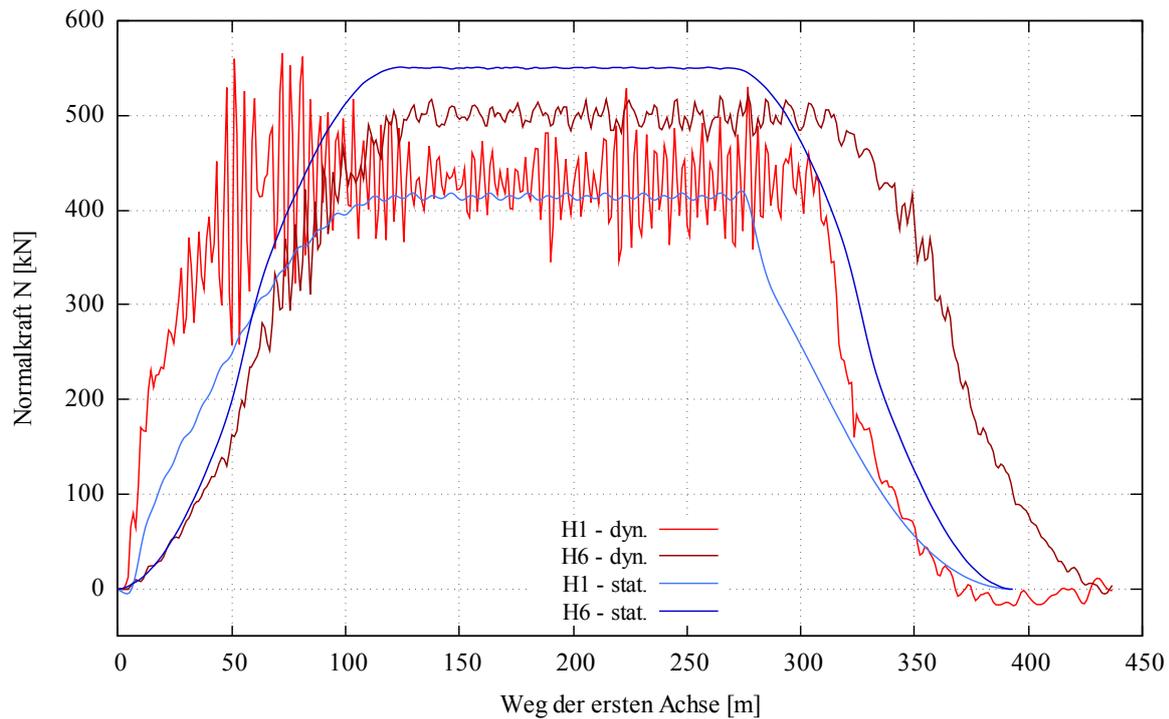
**Abbildung C.1** : Oben: Anfahrrampe und Brücke in der Draufsicht; unten: ungekoppelte Achsen, die sich mit Hilfe von *Moving Springs* (links unten dargestellt) in x-Richtung fortbewegen und der Schwerkraft und Trägheit folgen, wenn mit den gegebenen Definitionen kein Interaktionsknoten gefunden werden kann.

Da der Zug sich zum Zeitpunkt  $t = t_0$  noch nicht auf dem Bauwerk befindet, können hier auf der Brücke noch keine Interaktionsknoten gefunden werden. Ebenso verhält es sich am Ende der Simulation, wenn die Überfahrt abgeschlossen ist. Daher wird für die außerhalb des Bauwerks befindlichen Zugteile eine An- und Abfahrrampe benötigt.

## C.2 Dynamische Simulation von Zugüberfahrten

Auf Basis dieser Art der Zugmodellierung und des in (57) gezeigten Verfahrens wurden in (35) dynamische Simulationen am Referenzbauwerk durchgeführt. Hierfür wurden Bögen, Hänger, Versteifungsträger, Aussteifungselemente (Portalriegel, Windverband) und Querträger als abschnittsweise definierte Stabelemente modelliert, während die Fahrbahn mit Flächenelementen abgebildet wurde. Für den komplexen Übergang zwischen Hängern und geschlossenen Bogenquerschnitten wurde auf die in Kapitel 9.2 vorgestellten Vereinfachungen zurückgegriffen.

Die Geschwindigkeiten für einzelne Überfahrten wurden in Abhängigkeit des jeweils betrachteten Betriebszuges gemäß der Empfehlung in (13), Anhang D, definiert. Abbildung C.2 zeigt für die Hängernormalkraft  $N$  infolge der Überfahrt von *BZ5* einen Vergleich der Ergebnisse aus dynamischer Simulation und dem in Kapitel 6 gezeigten Verfahren für die Normalkräfte in den Hängern *H1* und *H6*.



**Abbildung C.2 :** Normalkraft  $N$  in Hänger  $H6$  (oberer Schnitt) - Gegenüberstellung der Belastungslinien aus statischer Berechnung (mit dyn. Faktoren) und dynamischer Berechnung mit 80 km/h

Man erkennt, dass das bereits in Kapitel 6.5 gezeigte Belastungsplateau bei dynamischer Simulation deutlich ungleichmäßiger ist als bei einer Simulation mit Erhöhungsfaktoren und statischen Lastschritten. An Hänger  $H6$  liegt das einfachere Verfahren nach (13), Anhang C, auf der sicheren Seite, und auch die höheren Schwankungen innerhalb des Lastplateaus sind in einer Größenordnung, die gegenüber der Hauptschwingbreite von untergeordneter Bedeutung ist. Anders ist das bei Hänger  $H1$ : Hier liegen die dynamisch ermittelten Lastspitzen deutlich höher als der durch die ursprüngliche Berechnung ermittelte Normalkraftanteil aus statischer Berechnung mit dynamischen Beiwerten. Hinzu kommt, dass im Zuge einer Überfahrt einige Schwingspiele erkennbar sind, die aufgrund ihrer hohen Schwingbreite nicht ohne Prüfung auf ihre Relevanz hinsichtlich Ermüdung vernachlässigbar sind. Es kann also sein, dass beim Zählen der Lastwechsel hier mehrere Schwingspiele pro Überfahrt zu berücksichtigen sind, was einen sehr großen Einfluss auf die Berechnung der Lebensdauer haben kann.

Da sich bei  $BZ3$  für das Verfahren mit dynamischen Faktoren besonders hohe Schwingbeiwerte ergeben, wurden für dieses Zugmodell dynamische Simulationen für verschiedene Geschwindigkeiten durchgeführt. Es zeigte sich, dass die maximale Hängernormalkraft von 208 kN bei der Geschwindigkeit von 170 km/h einstellt, während für die dynami-

---

sche Berechnung in (13), Anhang C, eine Geschwindigkeit von 250 km/h ( $N_H=186$  kN) gefordert wird.

Eine detaillierte Übersicht der Berechnungsergebnisse findet sich in (35).

## D Fotodokumentation zu den Ermüdungsversuchen

### D.1 Bruchflächen der Probekörper

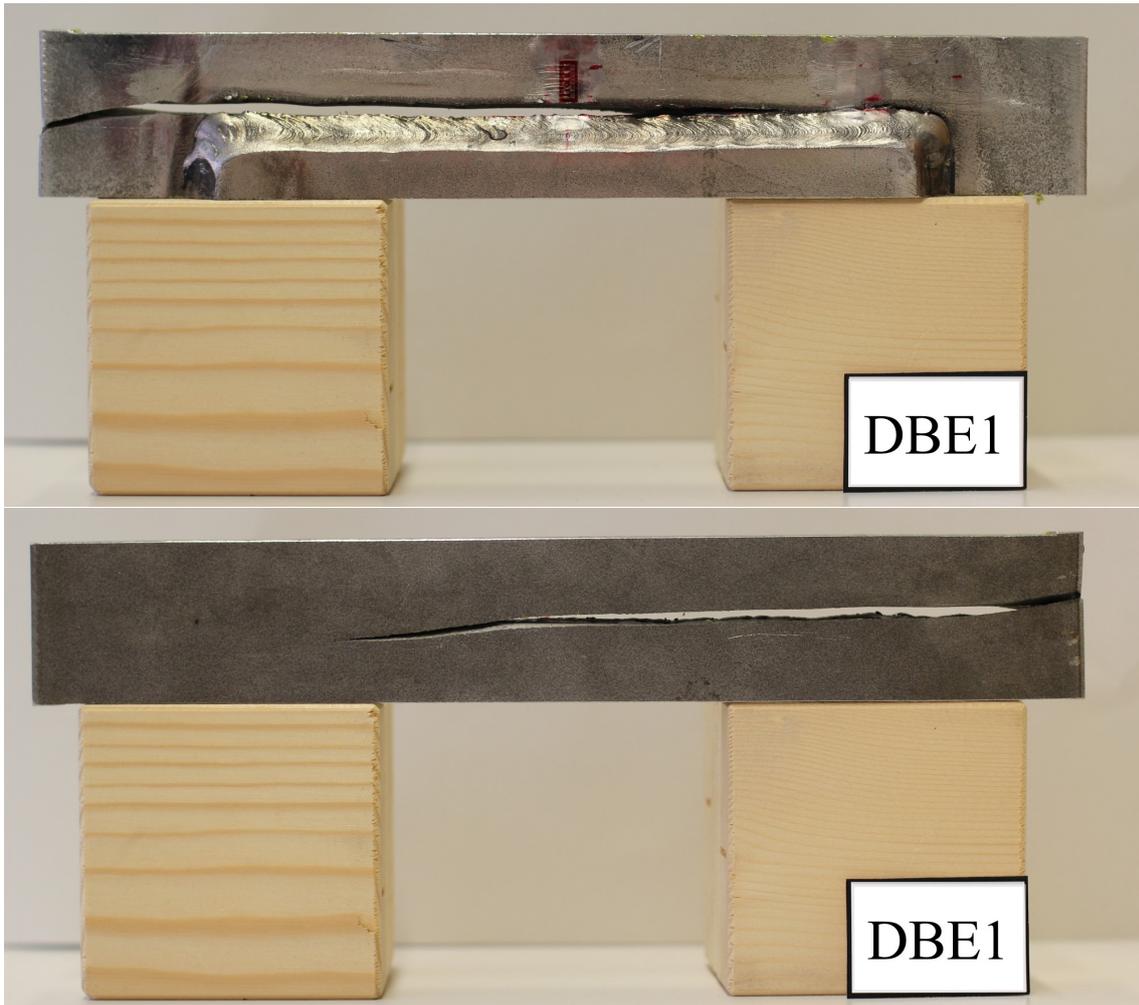


Abbildung D.1 : Bruchflächen der Probekörper

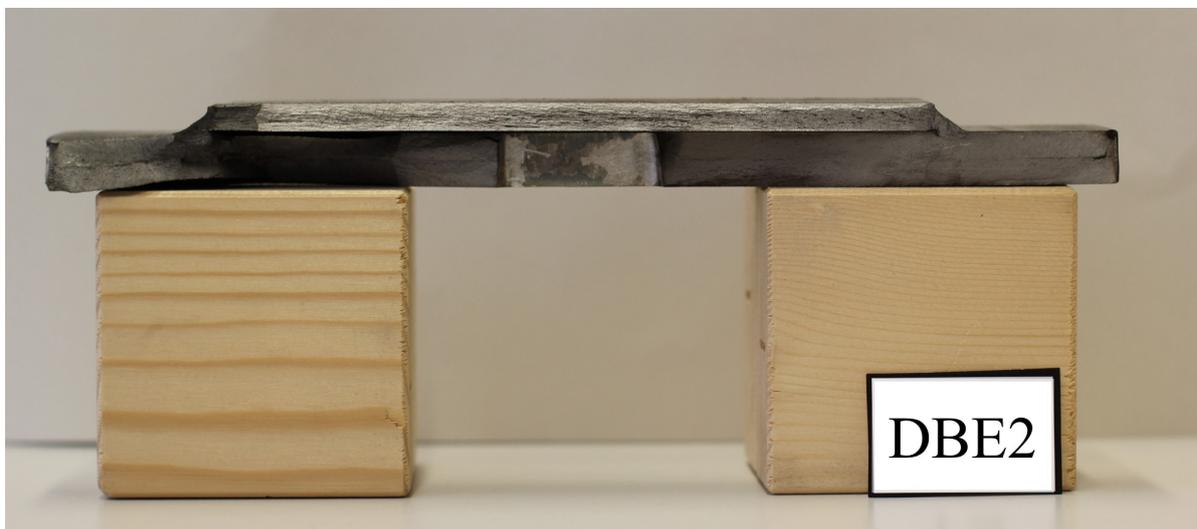
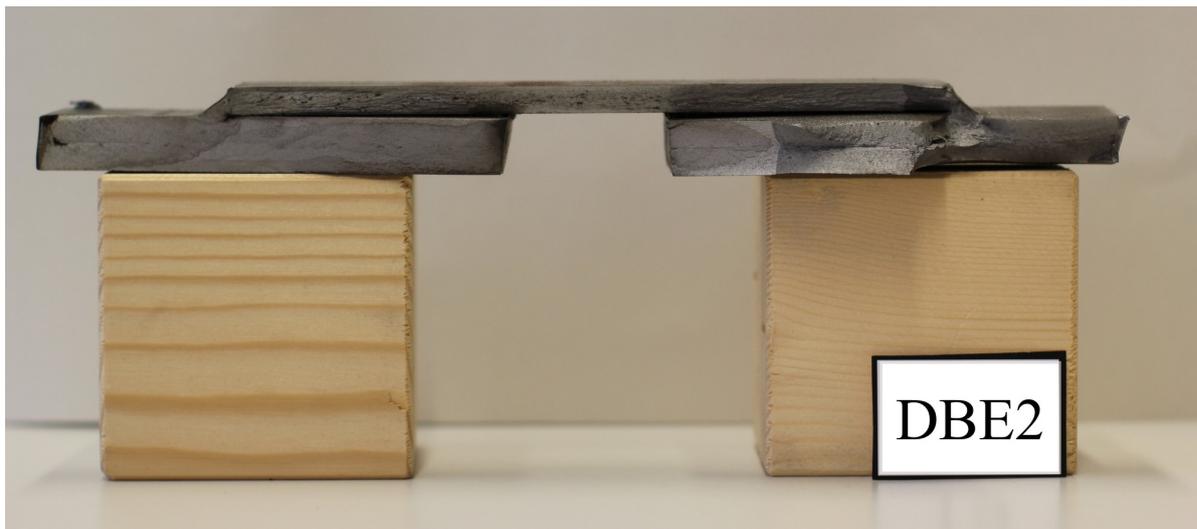


Abbildung D.2 : Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung)

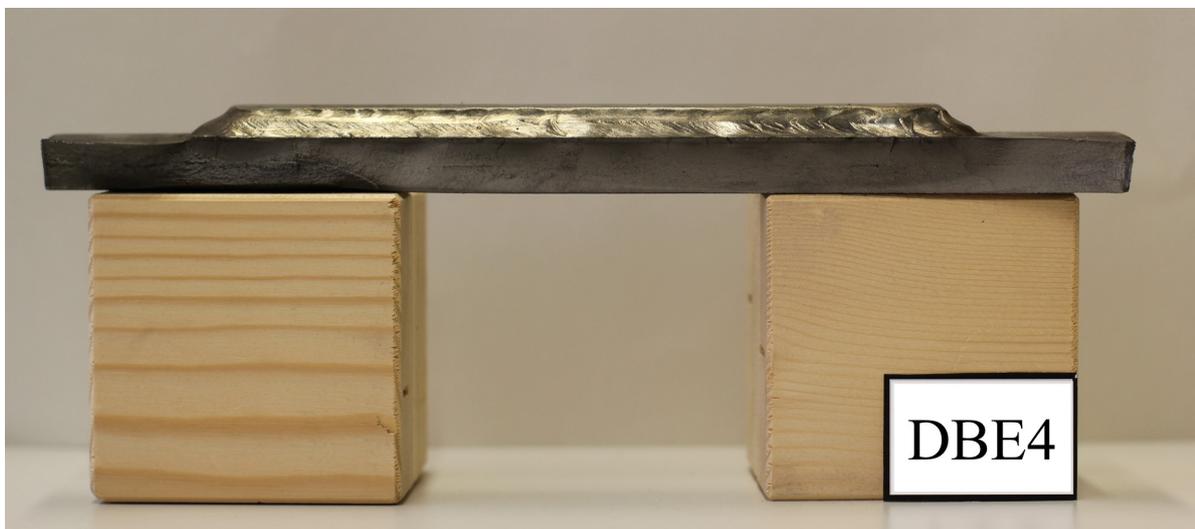
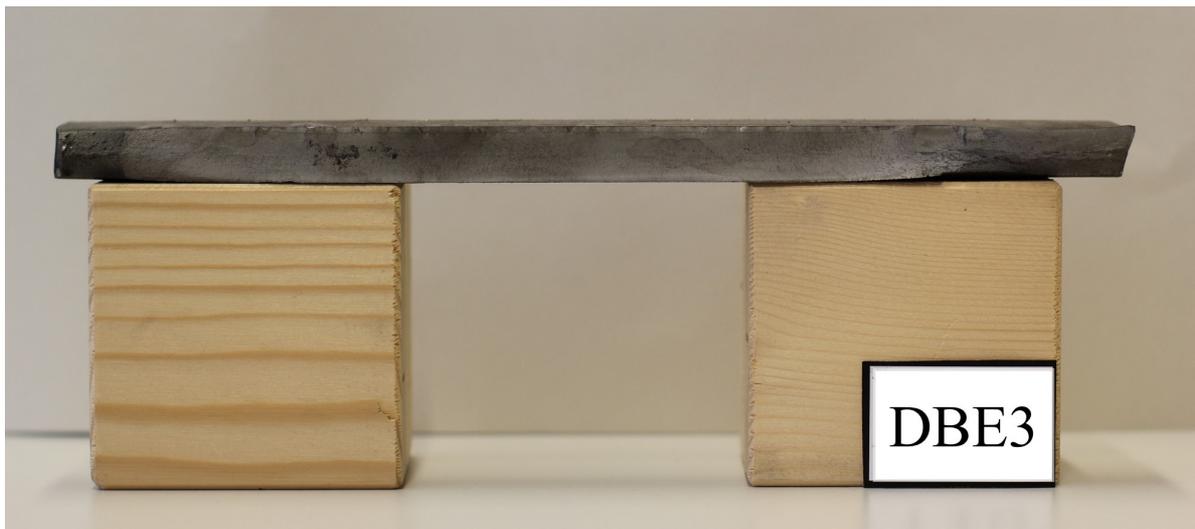


Abbildung D.3 : Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung)

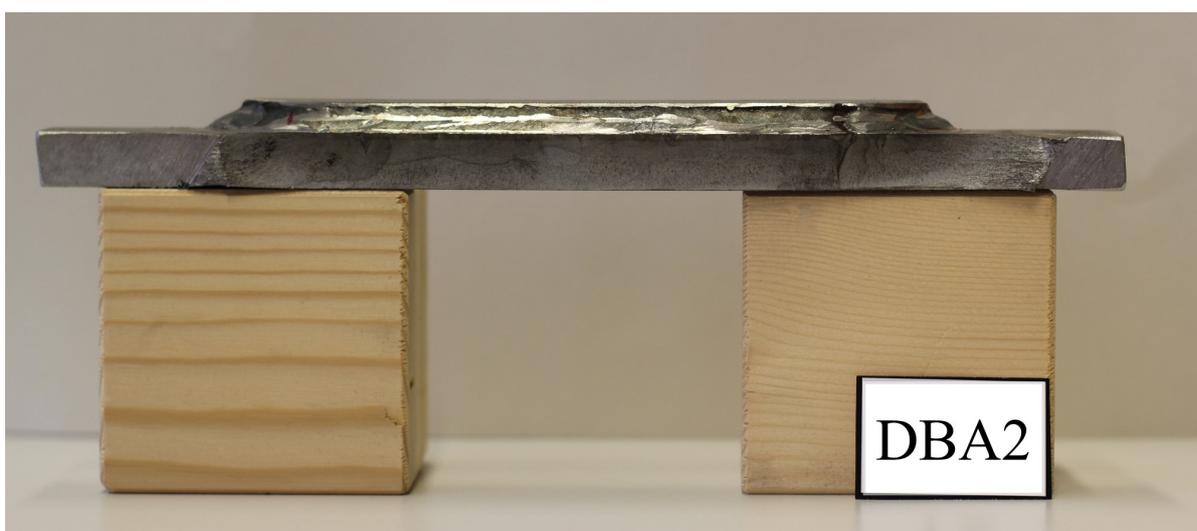
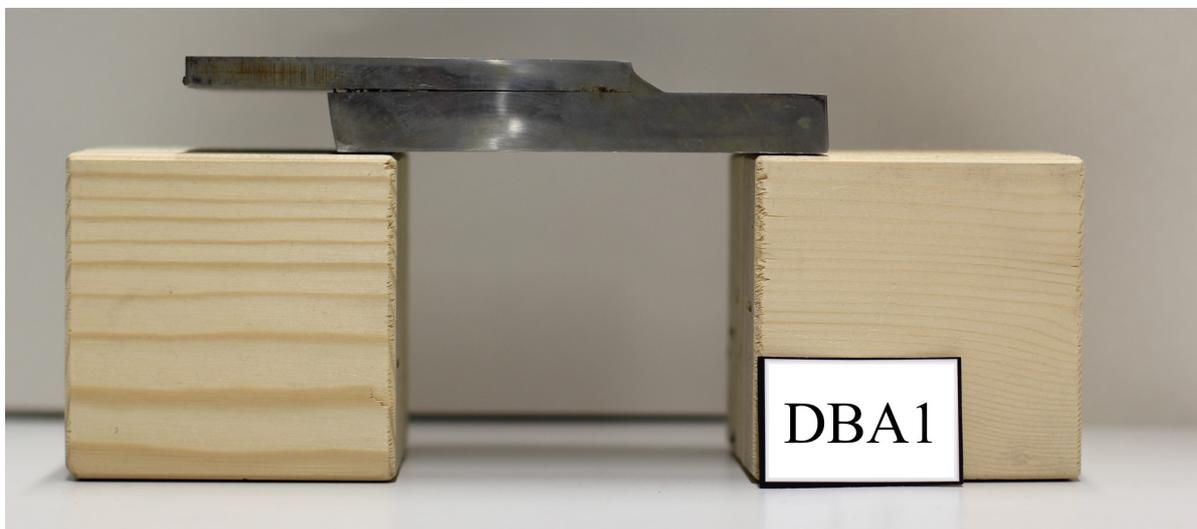
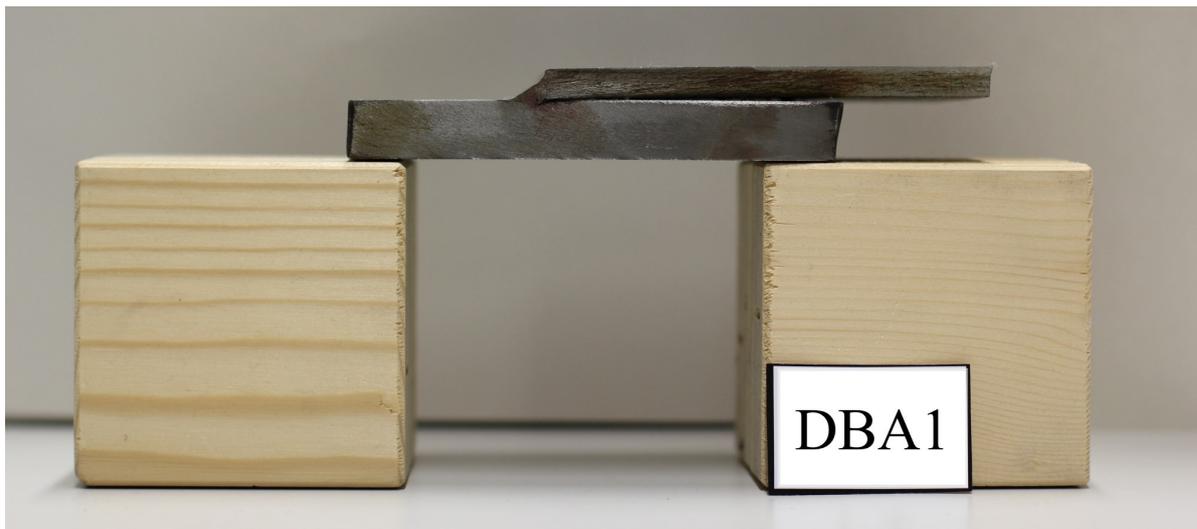


Abbildung D.4 : Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung)

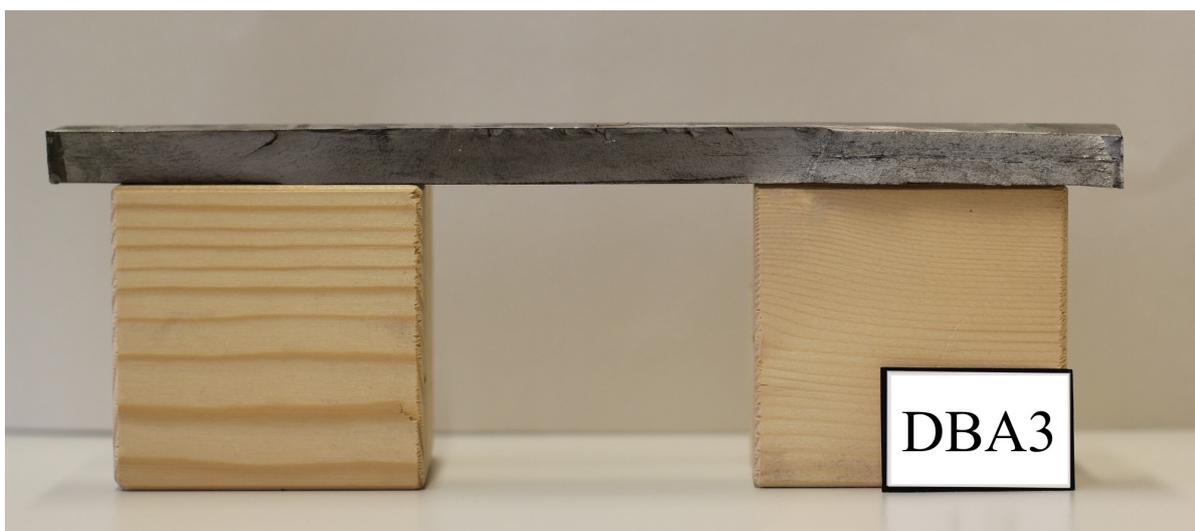


Abbildung D.5 : Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung)

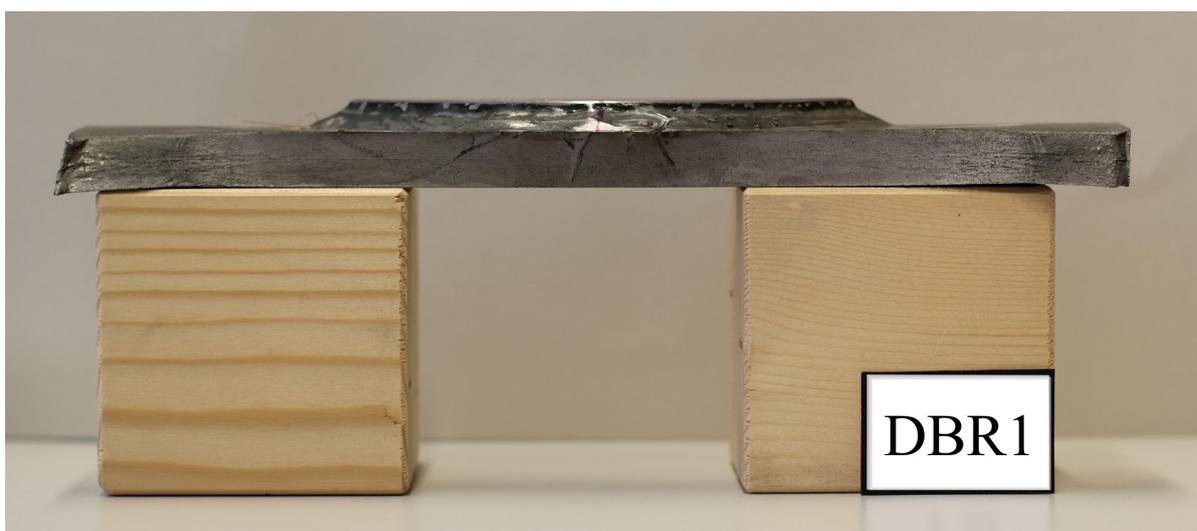
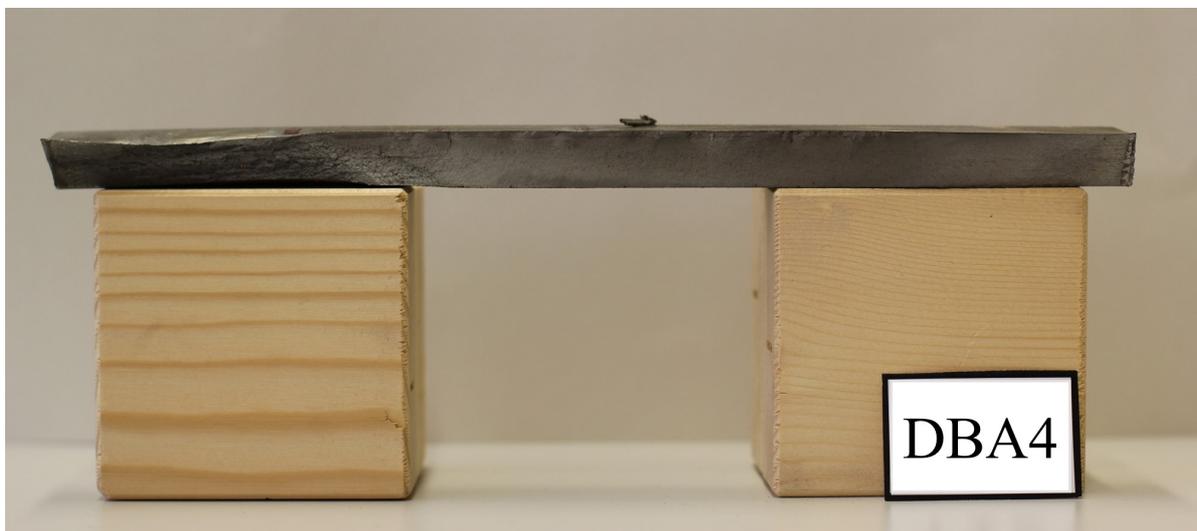


Abbildung D.6 : Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung)



Abbildung D.7 : Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung)

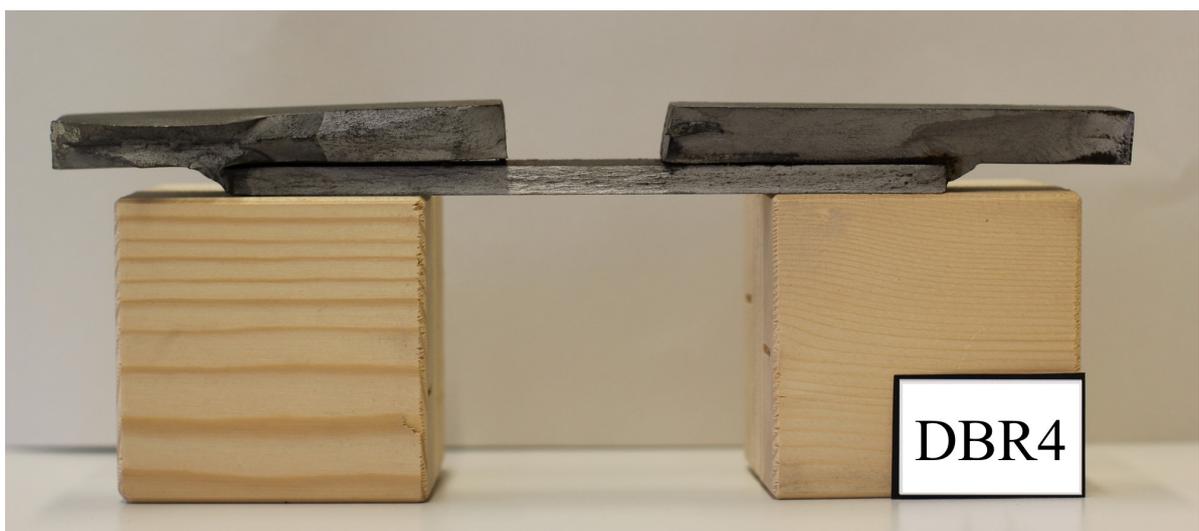
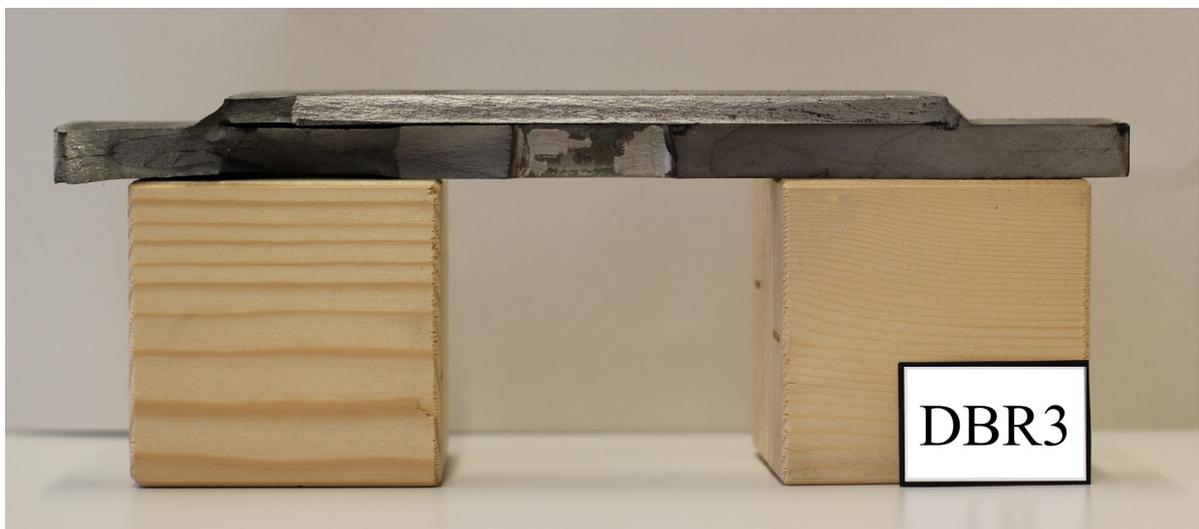
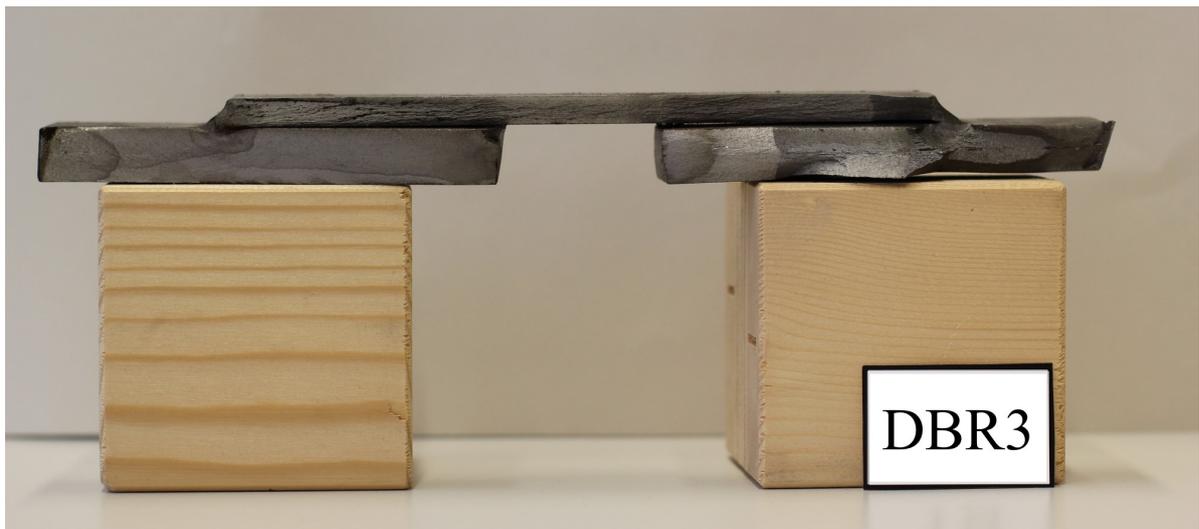


Abbildung D.8 : Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung)

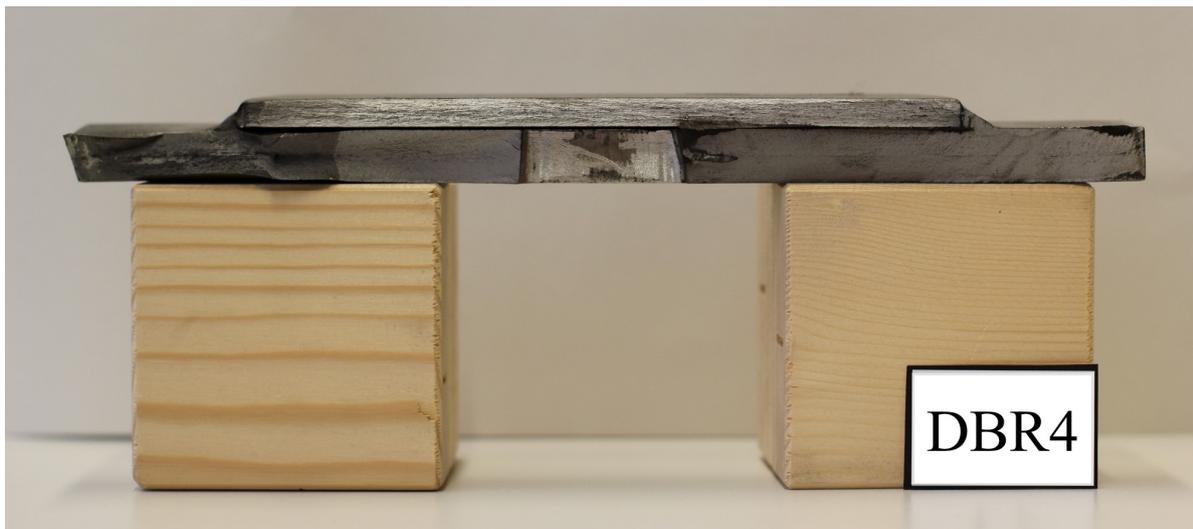


Abbildung D.9 : Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung)

## D.2 Versuchsvorbereitung und -durchführung

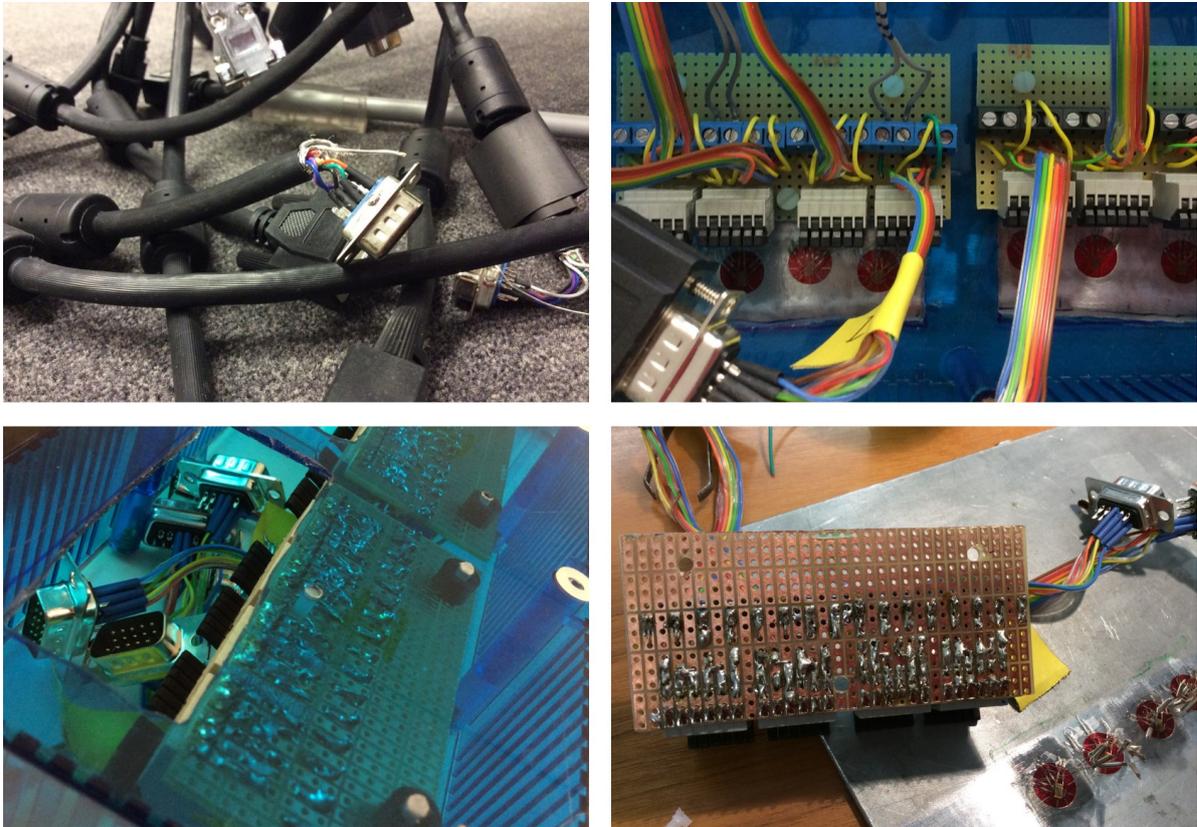


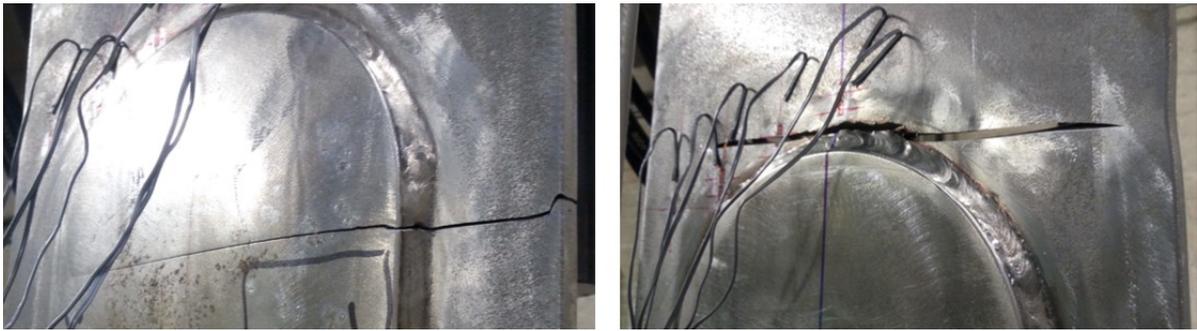
Abbildung D.10 : Herstellung der Messbrücken



Abbildung D.11 : Lagerungs der Bruchflächenabschnitte in Silikagel



Abbildung D.12 : Vorbereitung der Proben



**Abbildung D.13** : Geplanter und ungeplanter Rissverlauf an Probekörper der Form DBR

## Literaturverzeichnis

- [1] *SOFiPLUS 2016 Benutzerhandbuch*. <http://www.sofistik.de/documentation/2016/de/sofiplus/#>. Version: 2017
- [2] AG, D. B.: *Bauakte: „Mulde-Querung Dessau-Rosslau, Neubau Strecke 6411, km 18,8 – 31,2 mit 8 Eisenbahnüberführungen (EÜ), EÜ Muldebrücke, km 19.350*
- [3] BAGAYOKO, L. ; TU MÜNCHEN, e. N. d. (Hrsg.): *Dynamik von Eisenbahnbrücken*. Springer Verlag, 2005. – 647–693 S. [http://dx.doi.org/https://doi.org/10.1007/3-540-26827-8\\_11](http://dx.doi.org/https://doi.org/10.1007/3-540-26827-8_11). [http://dx.doi.org/https://doi.org/10.1007/3-540-26827-8\\_11](http://dx.doi.org/https://doi.org/10.1007/3-540-26827-8_11). – ISBN 978-3-540-22541-6
- [4] In: BAGAYOKO, L. ; KOCH, E. ; PATZ, R. : *Dynamik von Eisenbahnbrücken*. Wiley-VCH Verlag GmbH. – ISBN 9783433600740, 647–693
- [5] BILLINGTON, D. P.: *The Tower and the Bridge*. 2013. – ISBN 978-3-433-03077-6
- [6] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR (HRSG.): *Technische Richtlinien, Rundschreiben, Erlasse und Verfügungen*. Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund, enthält die ARS - Allgemeine Rundschreiben Straßenbau, 1000
- [7] BUXBAUM, O. : *Betriebsfestigkeit: sichere und wirtschaftliche Bemessung schwingbruchgefährdeter Bauteile, erweiterte Auflage*. Verlag Stahleisen <https://books.google.de/books?id=Eiiu0wAACAAJ>. – ISBN 9783514004375
- [8] BUXBAUM, O. : *Verfahren zur Ermittlung von Bemessungslasten schwingbruchgefährdeter Bauteile aus Extremwerten von Häufigkeitsverteilungen*. München, Technische Universität München, Diss., 1967
- [9] CLORMAN, U. ; SEEGER, T. : Rainflow - HCM - Ein Zählverfahren für Betriebsfestigkeitsnachweise auf werkstoffmechanischer Grundlage. In: *Stahlbau* 3 (1986), S. 65–71
- [10] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG (HRSG.): *DIN 1075:1981-04 (D) - Betonbrücken; Bemessung und Ausführung*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1981
- [11] DINSTÜHLER, M. ; WIESMANN, J. : *Eisenbahnüberführung Fuhlsbüttler Strasse, Hamburg – Stahlbrückenberechnung mit QUAD-Elementen*. <http://www.sofistik.de/documentation/2016/de/sofiplus/#>. Version: 2009

- [12] EHMANN, R. ; GLAESSLER, K. ; HAMME, M. ; HEMMERT-HALSWICK, A. ; HORTMANN, M. ; SCHMIDMEIER, M. ; SCHUBART, R. ; SCHUETZ, K. : *Leitfaden zum Anhang NA.F - Bemessung von Hängern an Stabbogenbrücken der DIN EN 1993-2/NA:2010-12*. Juli 2013
- [13] EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG (HRSG.): *Eurocode 1: Einwirken auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010
- [14] EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG (HRSG.): *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC: 2009*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010
- [15] EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG (HRSG.): *Eurocode 1: Einwirken auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Nationaler Anhang*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2012
- [16] FELDMANN, M. ; EICHLER, B. ; BOOS, B. ; HENKEL ; JOACHIM ; MACK, B. : Modellierungsvarianten und Empfehlungen bei der Ermittlung von Struktur- und Kerbspannungen auf Basis Finiter Element-Berechnungen. In: *Stahlbau* 82 (2013), Nr. 4, S. 289–301
- [17] FLACH, M. ; BENNING: *DIN-Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008
- [18] FRYBAR, LADISLAV: Dynamische Beanspruchungen von Eisenbahnbrücken und ihre Einflüsse auf die Ermüdung. In: *Stahlbau* 67 (1998), Nr. 8
- [19] GEHRING, M. : *Implementierung und Untersuchung von Berechnungsverfahren der Betriebsfestigkeit*. München, Technische Universität München, Diplomarbeit, 2016
- [20] GEISSLER, K. ; MAGER, M. : Die Problematik der winderregten Schwingungen an Brückenhängern in Theorie und Praxis. In: *Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau* 6 (2010), Nr. 10
- [21] GEISSLER, K. ; STEIMANN, U. ; GRASSE, W. : Netzwerkbogenbrücken – Entwurf, Bemessung, Ausführung. In: *Stahlbau* 77 (2008), Nr. 3, 158–171. <http://dx.doi.org/10.1002/stab.200810019>. – DOI 10.1002/stab.200810019. – ISSN 1437–1049
- [22] GEISSLER, K. : *Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*. Wiley <https://books.google.de/books?id=EGaMAwAAQBAJ>. – ISBN 9783433603468

- [23] GENTZ ; BAGAYOKO, L. : *Regelwerk für die Planung von Eisenbahnbrücken - Ril 804.3 - Nachweise unabhängig von Bauart*, 2003
- [24] HAIBACH, E. ; BETRIEBSFESTIGKEIT, L. für (Hrsg.): *Die Schwingfestigkeit von Schweissverbindungen aus der Sicht einer örtlichen Beanspruchungsmessung*. FB-77. Düsseldorf, 1968. – Forschungsbericht
- [25] HAIBACH, E. ; BETRIEBSFESTIGKEIT, L. für (Hrsg.): *Modifizierte lineare Schadensakkumulations-Hypothese zur Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsabfalls mit fortschreitender Schädigung*. TM Nr. 50/70. Düsseldorf, 1970. – Forschungsbericht
- [26] HAIBACH, E. : *Betriebsfestigkeit: Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*. Springer Berlin Heidelberg (VDI-Buch). <https://books.google.de/books?id=XGfXN55mKlwC>. – ISBN 9783540293637
- [27] HASLBECK, M. : *Ermittlung von Belastungslinien für Zugüberfahrten an einer Stabbogenbrücke; Simulation an einem Schalenmodell*. München, Technische Universität München, Diplomarbeit, 2015
- [28] HERION, S. ; KAESTNER, M. ; MANG, F. ; MUELLER, C. ; SEDLACEK, G. ; E.V., F. F. S. (Hrsg.): *Bemessungsregeln zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens von Kranstrukturen – Klassifizierung von kranbauspezifischen Kerbdetails*. Forschung für die Praxis P 293. Düsseldorf : Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, 2000. – Forschungsbericht
- [29] HOBACHER, A. ; FRICKE, W. ; HAAGENSEN, P. ; HUTHER, M. ; IIDA, K. ; LIEURADE, H. ; MADDOX, S. ; MARQUIS, G. ; MIKI, C. ; NIEMI, E. ; OHTA, A. ; ORJASAEETER, O. ; PETERSHAGEN, H. ; SONSINO, C. ; INTERNATIONAL INSTITUTE OF WELDING (Hrsg.): *IIW document IIW-1823-07 es XIII-2151r4-07/XV-1254r4-07: Recommendations for fatigue design of welded joints and components*. Paris, 2008. – Forschungsbericht
- [30] HOBACHER, A. ; WELDING. JOINT WORKING GROUP, I. I.: *Empfehlungen zur Schwingfestigkeit geschweißter Verbindungen und Bauteile: IIW-Dokument XIII-1539-96/XV-845-96*. Dt. Verlag für Schweisstechnik, DVS-Verlag (Document IIW). <https://books.google.de/books?id=VpuZAAAACAAJ>. – ISBN 9783871554964
- [31] HUBER, A. : *Ermittlung von prozessabhängigen Lastkollektiven eines hydrostatischen Fahrtriebsstrangs am Beispiel eines Teleskopladers*. Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie, Diss., 2010

- [32] KINDMANN, R. ; KRAHWINKEL, M. : *Stahl- und Verbundkonstruktionen*. B. G. Teubner Verlag Stuttgart, 1999
- [33] KUHLMANN, U. : *Stahlbau-Kalender 2012: Eurocode 3 - Grundnorm, Brücken*. Wiley (Stahlbau-Kalender). <https://books.google.de/books?id=3dVLBAAAQBAJ>. – ISBN 9783433605547
- [34] KUHLMANN, U. ; MAIER, P. ; BREUNIG, S. ; PASCUAL, A. ; MENSINGER, M. ; PFAFFINGER, M. ; SEDLBAUER, K. ; LENZ, K. ; UMMENHOFER, T. ; ZINKE, T. ; E.V., F. F. S. (Hrsg.): *Ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundeisenbahnbrücken nach Kriterien der Nachhaltigkeit. Forschung für die Praxis P 458 ZN*. Düsseldorf : Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, 2017. – Forschungsbericht
- [35] LARVERSEDER, T. : *Dynamische Simulation von Zugüberfahrten über eine Stabbogenbrücke zur Beurteilung der Resonanzgefahr*. München, Technische Universität München, Diplomarbeit, 2016
- [36] MANSPERGER, T. ; JUNG, R. : Stabbogenbrücke im Zuge der Saale-Elster-Talbrücke – die schnellste im Netz der DB. In: *Stahlbau* 84 (2015), Nr. 3, 162–170. <http://dx.doi.org/10.1002/stab.201510253>. – DOI 10.1002/stab.201510253. – ISSN 1437–1049
- [37] MARX, STEFFEN AND GEISSLER, KARSTEN: Erfahrungen zur Modellierung und Bewertung von Eisenbahnbrücken mit Resonanzrisiko. In: *Stahlbau* 79 (2010), Nr. 3
- [38] MENSINGER, M. ; RADLBECK, C. ; HAHN, A. : Zur Anwendung des Strukturspannungskonzeptes beim Ermüdungsnachweis nach EN 1993-1-9. In: *VDEI Akademie 10. Fachtagung Konstruktiver Ingenieurbau*. Berlin, 2014
- [39] MERKL, C. : *Belastungszeitreihen des Schienenverkehrs – Generierung einer Ausgangszeitreihe für zukünftige experimentelle Untersuchungen und numerische Simulationen*. München, Technische Universität München, Diplomarbeit, 2014
- [40] MEYER, H. ; SCHUBART, R. : Das Steuerstabsystem Meyer/Wunstorf - Wirkungsweise und Erfahrungen. In: *Stahlbau* 67 (1998), Nr. 8, 686-692. <http://dx.doi.org/10.1002/stab.199802300>. – DOI 10.1002/stab.199802300
- [41] MIELECKE, T. ; KISTNER, V. ; GRAUBNER, C.-A. ; KNAUF, A. ; FISCHER, O. ; SCHMIDT-THRÖ, G. ; GMBH(LCEE), L. C. E. E. (Hrsg.): *Schlussbericht – Entwicklung einheitlicher Bewertungskriterien für Infrastrukturbauwerke in Hinblick auf Nachhaltigkeit*. Life Cycle Engineering Experts GmbH(LCEE). München/ Darmstadt, 2010. – Forschungsbericht

- [42] NIEMI, E. ; FRICKE, W. ; MADDOX, S. ; WELDING, T. I. I. (Hrsg.): Fatigue Analysis of Welded Components. 2. Aufl. Cambridge : Woodhead Publishing Limited, 2006. – Forschungsbericht. – ISBN 978–1–84569–124–0
- [43] PALMGREN, A. : Die Lebensdauer von Kugellagern. In: *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure* 68 (1924), Nr. 14, S. 339–341
- [44] PEIL, U. ; HOEFT, T. ; REININGHAUS, M. ; WICHERS, M. : Schweißen unter dynamischer Einwirkung. In: *Stahlbau* 77 (2008), Nr. 10
- [45] PFAFFINGER, M. ; MENSINGER, M. : Optimization of Sealing Plates for Hanger Connections at Tied Arch Bridges. In: METAL STRUCTURES, C. of (Hrsg.): *IABSE*. Vancouver, 2017
- [46] PFAFFINGER, M. ; MENSINGER, M. ; HASLBECK, M. : Determination of Load Lines for Train Crossings on a Tied Arch Bridge. In: *Fifth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2016)*. Delft, 2016
- [47] PFAFFINGER, M. ; MENSINGER, M. ; PESCHL, M. : Modellbildung für innenliegende Anschlüsse von Flachstahlhängern an Stabbogenbrücken unter Berücksichtigung des Dichtblechs. In: *20. DAST-Forschungskolloquium*, 2016. – ISBN 978–3–941687–19–6
- [48] PRZIBILLA, C. : *Windinduzierte Schwingungen an Flachstahlhängern von Stabbogenbrücken*. München, Technische Universität München, Diplomarbeit, 2014
- [49] PUTHLI, R. ; HERION, S. ; BERGERS, J. ; SEDLACEK, G. ; MÜLLER, C. ; STÖTZEL, J. ; HÖHLER, S. ; BUCAK, . ; LORENZ, J. ; E.V., F. F. S. (Hrsg.): Beurteilung des Ermüdungsverhaltens von Krankonstruktionen bei Einsatz hoch- und ultrahochfester Stähle. Forschung für die Praxis P 512. Düsseldorf : Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, 2006. – Forschungsbericht. – ISBN 3–937567–43–7
- [50] RUSCHEWEYH, H. : *Dynamische Windwirkungen an Bauwerken*. Wiesbaden : Bauverlag Wiesbaden, 1982
- [51] SCHMIED, B. : Spannungskonzepte im Vergleich. In: *Sitzung der AG Q 1.1 Berechnen und Gestalten 1.12.2010*. DVS
- [52] SCHMIED, B. ; KURMANN, S. : Statischer Festigkeitsnachweis von Schweißnähten mit örtlichen Spannungen. In: *Manuskript zum Vortrag am Schweizer Maschinenelemente Kolloquium 9. / 10. Nov. 2010 an der Hochschule für Technik Rapperswil*. Schweiz, 2010

- [53] SEITZ, F. : *Geometrische Formoptimierung eines Hängeranschlussdetails von Stabbo-  
genbrücken zur Reduktion von Spannungsspitzen*. München, Technische Universität  
München, Diplomarbeit, 2016
- [54] SOFiSTiK AG: *SOFiSTiK-Handbuch - ASE: Allgemeine Statik Finiter Element  
Strukturen*. Oberschleißheim, 2015
- [55] UMMENHOFER, T. ; HERION, S. ; HRABOWSKI, J. ; FELDMANN, M. ; EICHLER, B.  
; BUCAK Ömer ; LORENZ, J. ; BOOS, B. ; EIWAN, C. ; STÖTZEL, J. ; E.V., F. F. S.  
(Hrsg.): *Bemessung von ermüdungsbeanspruchten Bauteilen aus hoch- und ultra-  
hochfesten Feinkornbaustählen im Kran- und Anlagenbau. Forschung für die Praxis  
P 778*. Düsseldorf : Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, 2010. – Forschungsbericht.  
– ISBN 978-3-942541-32-9
- [56] WEBER, WILMAR: Schwingbeiwerte und sogenannte dynamische Beiwerte  
(Schwingfaktoren) von Eisenbahnbrücken. In: *Stahlbau* 67 (1998), Nr. 8
- [57] WIESMANN, J. ; DINSTÜHLER, M. : Berechnung einer Eisenbahnüberführung in  
Hamburg. Stahlmassenoptimierung mit Hilfe finiter Flächenelemente. In: *Stahlbau*  
74 (2005), Nr. 2, S. 108–113
- [58] WOLLENHAUPT, M. : *Messung ohmscher Widerstände, Brückenschaltungen  
und Innenwiderstände von Spannungsquellen*. [https://www.uni-oldenburg.  
de/fileadmin/user\\_upload/physik/ag/physikpraktika/download/GPR/pdf/  
Widerstaende.pdf](https://www.uni-oldenburg.de/fileadmin/user_upload/physik/ag/physikpraktika/download/GPR/pdf/Widerstaende.pdf). Version:2016. – Carl von Ossietzky Universität Oldenburg -  
Fakultät V- Institut für Physik
- [59] ZUMBÜHL, R. : *Die alte und neue Teufelsbrücke in der Schöllenen-  
schlucht bei Andermatt*. [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:  
Andermatt-Teufelsbruecke.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Andermatt-Teufelsbruecke.jpg). Version:2004

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1	Neigung des Bogens an den Schnittstellen oberhalb und unterhalb des jeweiligen Detailausschnitts und im Zentrum der Anschlussstellen .....	32
Tabelle 2	Eigenfrequenzen in z-Richtung (schwache Hängerachse) an den Hängern <i>H5</i> und <i>H6</i> des Referenzbauwerks.....	61
Tabelle 3	Eigenfrequenzen in y-Richtung (starke Hängerachse) an den Hängern <i>H5</i> und <i>H6</i> des Referenzbauwerks.....	62
Tabelle 4	Generierte Mischlastfälle für die Herleitung der Hängeranschlussmodelle (47).....	74
Tabelle 5	Zuordnung der Kerbdetails an den Hängeranschlusstypen 1–4 gemäß (14) und (29). Kursive Werte beziehen sich auf das Nennspannungskonzept, ansonsten gelten die Kerbfälle für Nachweise nach dem Strukturspannungskonzept. ....	97
Tabelle 6	Für die Ermittlung der an der Dichtblechvorderkante auftretenden Hot Spot-Spannung verwendete Belastung, siehe auch LF 5141 in (27) .....	107
Tabelle 7	Vergleich der Modellierungsmöglichkeiten am Beispiel eines eckigen Dichtblechs mit einer Stärke von 8 mm .....	111
Tabelle 8	Vergleich der Modellierungsmöglichkeiten am Beispiel eines abgerundeten Dichtblechs mit einer Stärke von 8 mm .....	111
Tabelle 9	Vergleich verschiedener Dichtblechdicken am Beispiel eines eckigen Dichtblechs. Modellierung als Hot Spot vom Typ a mit als fein definierter Netzdichte, Kantenlänge der Elemente von 10 mm und quadratischer Extrapolation. ....	112
Tabelle 10	Variation der Blechdicken und resultierende Hot Spot-Spannung .....	116
Tabelle 11	Lastwechsel bis zum Versagen.....	122

---

Tabelle 12	An den Extrapolationsstellen gemessene Spannungen und daraus ermittelte Hot Spot-Spannungen .....	127
Tabelle 13	An den Extrapolationsstellen gemessene Spannungen und daraus ermittelte Hot Spot-Spannungen .....	128
Tabelle 14	An den Extrapolationsstellen gemessene Spannungen und daraus ermittelte Hot Spot-Spannungen (siehe auch (45)).....	133
Tabelle 15	Übersicht über die im folgenden als Achsbündellasten dargestellten Zugtypen aus (13), Anhang D.....	152
Tabelle 16	Ergebnisse der Expertenfrage zur Hängeranschlussbewertung.....	160

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1	Überblick .....	1
Abbildung 2.1	Zweite und dritte Teufelsbrücke in der Schöllenschlucht (59) .....	6
Abbildung 2.2	Iron Bridge über den Severn bei Coalbrookdale, England (5) .....	7
Abbildung 2.3	Bogenbrücken, Varianten mit oben, mittig und unten liegender Fahrbahn .....	7
Abbildung 2.4	Links: Tragsystem einer Stabbogenbrücke, Langerscher Balken. Mitte: Verformung einer Stabbogenbrücke bei halbseitiger Belas- tung. Rechts: schematische Darstellung einer Netzwerkbogenbrücke	8
Abbildung 2.5	Komponenten einer Stabbogenbrücke.....	9
Abbildung 2.6	Querverformung und Hängerbiegung um die schwache Achse .....	10
Abbildung 2.7	Flussdiagramm zur Entscheidung einer dynamischen Berechnung nach (13), (Bild 6.9), vereinfachte Darstellung (33) .....	11
Abbildung 2.8	Grenzen der Brückeneigenfrequenz zur Überprüfung der Notwen- digkeit einer dynamischen Berechnung aus (13), (Bild 6.10) .....	12
Abbildung 3.1	Beanspruchungsfälle und Spannungsverhältnisse (26); das Span- nungsverhältnis $R$ ist der Quotient aus der Unterspannung $S_u$ und der Oberspannung $S_o$ (8).....	14
Abbildung 3.2	Definition von Nennspannung, Strukturspannung und Kerbspan- nung am Beispiel des Schweißnahtfußpunkts einer Strebe, Abbil- dung nach (38).....	16
Abbildung 4.1	Referenzobjekt EÜ über die Mulde: Ansicht mit Blick in globale x-Richtung (2) .....	19
Abbildung 4.2	Schematische Darstellung eines Längsschnitts der EÜ Muldeque- rung mit Hängerpositionsnummern.....	19

Abbildung 4.3	Schematische Darstellung des Querschnitts der EÜ Muldequerung nahe der Brückenmitte.....	20
Abbildung 4.4	Referenzobjekt EÜ über die Mulde: Montage auf dem Vorbau- platz (2).....	20
Abbildung 4.5	Referenzobjekt EÜ über die Mulde: Einschub (2).....	21
Abbildung 4.6	Referenzobjekt EÜ über die Mulde: Endlage (2) .....	21
Abbildung 4.7	Unterer Hängeranschluss im Bereich des mit aufgeschweißten La- mellen verstärkten Versteifungsträgers, Abbildung nach (2).....	22
Abbildung 4.8	Schnitte durch einen Hängeranschluss an Position 3 der Mulde- brücke, Abbildung nach (2) .....	23
Abbildung 6.1	Dynamische Erhöhungsfaktoren für die Hänger nach verschiede- nen Berechnungsverfahren in (13), Abbildung nach (27).....	30
Abbildung 6.2	Asymmetrische Belastung bei Zugüberfahrt.....	31
Abbildung 6.3	Schnittstellen für die Auswertung.....	31
Abbildung 6.4	Belastungsliniendiagramm .....	33
Abbildung 6.5	Definition der drei Bereiche einer Belastungslinie an den Beispi- len der Belastungslinien für Normalkraft $N$ (links) und Biege- moment $M_y$ (rechts) am Bogenschnitt unterhalb von Hänger $H4$ während der Überfahrt von $BZ1$ (46).....	33
Abbildung 6.6	Belastungslinien für Normalkraft $N$ in den Hängern $H1 - H12$ (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ5$ .....	35
Abbildung 6.7	Belastungslinien für Normalkraft $N$ in den Hängern $H2 - H11$ (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ5$ , vergrößerter Ausschnitt .....	35
Abbildung 6.8	Belastungslinien für Biegemoment $M_y$ in den Hängern $H1 - H12$ (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ5$ .....	36

Abbildung 6.9	Belastungslinien für Querkraft $V_z$ in den Hängern $H1 - H12$ (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ5$ .....	36
Abbildung 6.10	Belastungslinien für Normalkraft $N$ in den Hängern $H1 - H12$ (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	38
Abbildung 6.11	Belastungslinien für Normalkraft $N$ in den Hängern $H1 - H12$ (unterer Schnitt) der unbefahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	38
Abbildung 6.12	Belastungslinien für Querkraft $V_z$ in den Hängern $H1 - H12$ (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	39
Abbildung 6.13	Belastungslinien für Moment $M_y$ in den Hängern $H1 - H12$ (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	40
Abbildung 6.14	Belastungslinien für Moment $M_y$ in den Hängern $H1 - H12$ (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ für Bereich I.....	40
Abbildung 6.15	Belastungslinien für Querkraft $V_y$ in den Hängern $H1 - H12$ (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	42
Abbildung 6.16	Belastungslinien für Moment $M_z$ in den Hängern $H1 - H12$ (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	42
Abbildung 6.17	Belastungslinien für Torsionsmoment $M_t$ in den Hängern $H1 - H12$ (unterer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	42

Abbildung 6.18	Belastungslinien für Normalkraft $N$ in Hänger $H1$ (oberer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt aller Zugtypen aus (13). Rottöne: Personenzüge; Blautöne: Güterzüge; Grautöne: Nahverkehrszüge; Grüntöne: Schwerlastverkehr.....	43
Abbildung 6.19	Belastungslinien für Normalkraft $N$ in Hänger $H6$ (oberer Schnitt) der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt aller Zugtypen aus (13). Rottöne: Personenzüge; Blautöne: Güterzüge; Grautöne: Nahverkehrszüge; Grüntöne: Schwerlastverkehr.....	43
Abbildung 6.20	Qualitative Vergrößerung der Normalkräfte $N$ in Bogen und Versteifungsträger zu den Auflagern hin.....	45
Abbildung 6.21	Belastungslinien für Normalkraft im Bogen an den Schnitten vor und nach den Hängern $H1 - H6$ der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ5$ .....	46
Abbildung 6.22	Belastungslinien für Normalkraft im Bogen an den Schnitten vor und nach den Hängern $H1 - H6$ der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ5$ , vergrößerter Ausschnitt .....	46
Abbildung 6.23	Belastungslinien für Biegemoment $M_y$ um die starke Bogenachse an den Schnitten vor und nach den Hängern $H1 - H12$ der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ5$ .....	47
Abbildung 6.24	Belastungslinien für Bogenquerkraft $V_z$ an den Schnitten vor (a) und nach (b) den Hängern $H1 - H12$ der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ5$ .....	48
Abbildung 6.25	Belastungslinien für Normalkraft $N$ im Bogen an den Schnitten vor und nach den Hängern $H1 - H12$ der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	49
Abbildung 6.26	Belastungslinien für Biegemoment $M_y$ um die starke Bogenachse an den Schnitten vor und nach den Hängern $H1 - H12$ der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	49

Abbildung 6.27	Belastungslinien für Bogenquerkraft $V_z$ an den Schnitten vor (dunkler) und nach (heller) den Anschlüssen der Hänger $H2$ (dünn) und $H6$ (dick) infolge der Überfahrten von $BZ1$ (rot), $BZ5$ (grün) und $BZ7$ (blau) .....	51
Abbildung 6.28	Belastungslinien für Normalkräfte $N$ im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern $H1$ und $H3$ , vor und nach $H6$ und nach $H10$ und $H12$ der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$	52
Abbildung 6.29	Belastungslinien für Normalkräfte $N$ im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern $H1$ und $H3$ , vor und nach $H6$ und nach $H10$ und $H12$ der nicht befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	52
Abbildung 6.30	Belastungslinien für Biegemomente $M_y$ im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern $H1$ und $H3$ , vor und nach $H6$ und nach $H10$ und $H12$ der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	54
Abbildung 6.31	Belastungslinien für Biegemomente $M_y$ im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern $H1$ und $H3$ , vor und nach $H6$ und nach $H10$ und $H12$ der nicht befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	54
Abbildung 6.32	Belastungslinien für Querkräfte $V_z$ im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern $H1$ und $H3$ , vor und nach $H6$ und nach $H10$ und $H12$ der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	55
Abbildung 6.33	Belastungslinien für Querkräfte $V_z$ im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern $H1$ und $H3$ , vor und nach $H6$ und nach $H10$ und $H12$ der nicht befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von $BZ1$ .....	55

Abbildung 6.34	Belastungslinien für Torsionsmomente $M_t$ im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern <i>H1</i> und <i>H3</i> , vor und nach <i>H6</i> und nach <i>H10</i> und <i>H12</i> der befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von <i>BZ1</i> .....	56
Abbildung 6.35	Belastungslinien für Torsionsmomente $M_t$ im Versteifungsträger an den Schnitten vor den Hängern <i>H1</i> und <i>H3</i> , vor und nach <i>H6</i> und nach <i>H10</i> und <i>H12</i> der nicht befahrenen Seite infolge einer Überfahrt von <i>BZ1</i> .....	56
Abbildung 7.1	Prinzip der Wirbelerregung bei einem Kreisquerschnitt (50) .....	58
Abbildung 7.2	Prinzip der Wirbelerregung bei einem Kreisquerschnitt (50) .....	59
Abbildung 7.3	Schwingungsanfällige Zugglieder im Brückenbau; Ablaufschema für rechnerische Nachweise bei Flachstahlhängern (12) .....	59
Abbildung 7.4	Eigenformen für Schwingung um die starke Achse des Hängers <i>H5</i> am Referenzbauwerk. Links: 1. Eigenform, 4,929 Hz; Mitte: 2. Eigenform, 12,246 Hz; rechts: 3. Eigenform, 22,724 Hz (48) .....	60
Abbildung 8.1	Hängeranschlusstyp A. Links: Querschnitt, Mitte: Längsschnitt, rechts: Isometrie ohne Darstellung des Bogenquerschnitts .....	66
Abbildung 8.2	Hängeranschlusstyp B. Links: Querschnitt, Mitte: Längsschnitt, rechts: Isometrie ohne Darstellung des Bogenquerschnitts .....	68
Abbildung 8.3	Hängeranschlusstyp C. Links: Querschnitt, Mitte: Längsschnitt, rechts: Isometrie ohne Darstellung des Bogenquerschnitts .....	69
Abbildung 8.4	Hängeranschlusstyp D. Links: Querschnitt, Mitte: Längsschnitt, rechts: Isometrie ohne Darstellung des Bogenquerschnitts .....	70
Abbildung 9.1	Gängige Vereinfachungen bei der numerischen Modellierung von Hängeranschlüssen .....	72
Abbildung 9.2	Von-Mises-Spannungen an einem Schnitt durch einen Hängeranschluss unter Hängernormalkraft unter Berücksichtigung (links) bzw. Vernachlässigung (rechts) der Bogenkrümmung .....	75

Abbildung 9.3	Vereinfachte Modellierung eines Hängeranschlusses des Typs A mit Dichtblech .....	77
Abbildung 9.4	Drehfedersteifigkeit der Ersatzfeder $c_a$ .....	78
Abbildung 9.5	Steifigkeitsfaktor $k_a$ für Schottbleche der Breite $b_{SB}=740$ mm .....	78
Abbildung 9.6	Steifigkeitsfaktor $k_a$ für Schottbleche der Breite $b_{SB}=840$ mm .....	79
Abbildung 9.7	Steifigkeitsfaktor $k_a$ für Schottbleche der Breite $b_{SB}=930$ mm .....	79
Abbildung 9.8	Steifigkeitsfaktor $k_a$ für Schottbleche der Breite $b_{SB}=1020$ mm.....	80
Abbildung 9.9	Steifigkeitsfaktor $k_a$ für Schottbleche der Breite $b_{SB}=1120$ mm.....	80
Abbildung 9.10	Ermittlung der Lage des Drehpunkts für Hängeranschlüsse des Typs A ohne Dichtblech.....	81
Abbildung 9.11	Vereinfachte Modellierung eines Hängeranschlusses des Typs A ohne Dichtblech .....	82
Abbildung 9.12	Drehfedersteifigkeit der Ersatzfeder $c_{a^*}$ .....	83
Abbildung 9.13	Steifigkeitsfaktor $k_{a^*}$ für Schottbleche der Dicke $t_{SB} = 15$ mm.....	83
Abbildung 9.14	Steifigkeitsfaktor $k_{a^*}$ für Schottbleche der Dicke $t_{SB} = 20$ mm.....	84
Abbildung 9.15	Steifigkeitsfaktor $k_{a^*}$ für Schottbleche der Dicke $t_{SB} = 25$ mm.....	84
Abbildung 9.16	Steifigkeitsfaktor $k_{a^*}$ für Schottbleche der Dicke $t_{SB} = 30$ mm.....	85
Abbildung 9.17	Steifigkeitsfaktor $k_{a^*}$ für Schottbleche der Dicke $t_{SB} = 35$ mm.....	85
Abbildung 9.18	Vereinfachte Modellierung eines Hängeranschlusses des Typs B.....	86
Abbildung 9.19	Steifigkeitsfaktor $k_b$ .....	87
Abbildung 9.20	Vereinfachte Modellierung eines Hängeranschlusses des Typs C.....	88
Abbildung 9.21	Steifigkeitsfaktor $k_c$ .....	89
Abbildung 9.22	Vereinfachte Modellierung eines Hängeranschlusses des Typs D ....	90
Abbildung 9.23	Drehfedersteifigkeit der Ersatzfeder $c_{\phi,d}$ .....	91
Abbildung 9.24	Steifigkeitsfaktor $k_d$ .....	91
Abbildung 10.1	Identifikation der relevanten Kerbstellen an einem Hängeranschluss von Typ A aus (12): Abbildung 4/1: Hängeranschluss an Bogen ...	94

---

Abbildung 10.2	Identifikation der relevanten Kerbstellen an einem Hängeranschluss von Typ B mit (links) und ohne (rechts) Ausnehmung.....	95
Abbildung 10.3	Identifikation der relevanten Kerbstellen an einem Hängeranschluss von Typ C.....	95
Abbildung 10.4	Identifikation der relevanten Kerbstellen an einem Hängeranschluss von Typ D, links mit und rechts ohne Ausnehmung.....	96
Abbildung 11.1	Hot Spots nach IIW-Richtlinie (29) .....	102
Abbildung 11.2	„Stützstellen und Extrapolationsgleichungen in Abhängigkeit des FE-Netzes für Typ a- und Typ b-Hot-Spots gemäß IIW-Dokument“ (16) .....	103
Abbildung 11.3	Vergleich der Lastaufbringung auf Flächen (links) und auf Knoten (rechts) .....	104
Abbildung 12.1	Für Dichtblechuntersuchungen gewählter Anschluss, Abbildung nach (27).....	105
Abbildung 12.2	Beispiele für mögliche Anrisspositionen nach (29).....	106
Abbildung 12.3	Varianten für die Geometrie des Dichtblechs im FE-Modell .....	107
Abbildung 12.4	Vernetzung und Stützstellen zur Ermittlung der Hot Spot-Spannung für Typ a bei grober Netzdichte mit linearer Extrapolation (links), feiner Netzdichte mit linearer Extrapolation (Mitte) und feiner Netzdichte mit quadratischer Extrapolation (rechts).....	108
Abbildung 12.5	Vernetzung und Stützstellen zur Ermittlung der Hot Spot-Spannung für Typ a bei feiner Netzdichte mit linearer Extrapolation und drei Lagen (links), Hot Spot Typ b mit grober Netzdichte und linearer Extrapolation (Mitte), Hot Spot Typ b mit feiner Netzdichte und quadratischer Extrapolation (rechts).....	108
Abbildung 12.6	Schweißnahtgeometrien zur Überprüfung der Plausibilität einer vereinfachten Modellierung .....	109

Abbildung 12.7	Untersicht des Hängeranschlusses (Ausschnitt) an Position 6 des Bogens mit Schnitt durch den Hänger; Hot Spot-Spannungen bei unterschiedlicher Geometrie und Lage des jeweiligen Hot Spots ....	109
Abbildung 12.8	Verlauf der errechneten Druckspannungen an der Vorderkante des Dichtblechs für drei verschiedene Dichtblechgeometrien nach Extrapolation als Hot Spot vom Typ a mit grober Netzdichte; Auswertung über halbe Dichtblechbreite.....	110
Abbildung 13.1	Probekörper für Schwingversuche (45) .....	113
Abbildung 13.2	Überschreitung der Fließspannung am Rand der Lasteinleitung ....	114
Abbildung 13.3	Spannungsverteilung durch die Verstärkungsbleche mit vorgespannten Schrauben.....	114
Abbildung 13.4	Abmessungen des Grundblechs der Probekörper.....	115
Abbildung 13.5	Verdickter Mittelteil am Dichtblech im FE-Modell, um Steifigkeitsanteil des Hängeranschlussblechs zu simulieren .....	115
Abbildung 13.6	Spannungsverteilung und Hot Spot an der Dichtblechvorderkante (jeweils rechter Rand) für Varianten der Verdickung.....	116
Abbildung 13.7	Verschiedene Formen der Dichtbleche für die Versuchsdurchführung (45).....	117
Abbildung 13.8	Lage der Extrapolationspunkte bei linearer Extrapolation der Hot Spot Spannung für Typ a mit feiner Netzdichte nach (29) .....	118
Abbildung 13.9	DMS-Anordnung an Probekörper mit eckigem Dichtblech (45) .....	119
Abbildung 13.10	DMS-Kette an Dichtblech „DBR“ mit runder Stirnseite (45) .....	119
Abbildung 13.11	Versuchsaufbau mit verschiedenen Dichtblechformen .....	120
Abbildung 13.12	Rauschen bei Messschrieb im Ruhezustand.....	120
Abbildung 13.13	Links: von der Brennschnittkante ausgehender Riss; rechts: Versagen mit Bruch durch das Dichtblech .....	120
Abbildung 13.14	Mikroskopische Aufnahme der Anrissstelle; links: Grundblech, rechts: Dichtblech .....	121

---

Abbildung 13.15 Ausschleifen der Brennschnittkanten an den Ausrundungen der Aussparung des Grundblechs mit einem Keramikdremel.....	121
Abbildung 13.16 Risse an drei Proben. Oben: DBE; Mitte: DBA; unten: DBR .....	123
Abbildung 13.17 Bruchflächen von drei Proben. Oben: DBE; Mitte: DBA; unten: DBR.....	124
Abbildung 13.18 Verformung in Querrichtung aufgrund von Exzentrizitäten, überhöhte Darstellung.....	125
Abbildung 13.19 Mit Hilfe der DMS-Ketten gemessene Spannungsschwingbreiten ...	125
Abbildung 13.20 Ausschnitt der FE-Vernetzung mit Kantenlängen von etwa 2 mm im Auswertungsbereich eines Probekörpers der Ausführung DBR, Markierung der Extrapolationsstellen .....	128
Abbildung 13.21 Mit Hilfe der DMS-Ketten gemessene Spannungsschwingbreiten ...	130
Abbildung 13.22 Unregelmäßiger Rand einer Schweißnaht .....	131
Abbildung 13.23 DMS-Kette auf glatt ausgeschliffenem Bereich .....	131
Abbildung 14.1 Mögliche Positionen für Ausnehmungen bei verschiedenen Hängeranschlusstypen.....	135
Abbildung 14.2 Geometrische Definition der Geometrie der Ausnehmung .....	137
Abbildung 14.3 Schalenmodell im Bereich der Ausnehmung (53) und geometrische Randbedingungen in Anlehnung an (53) .....	137
Abbildung 14.4 Spannungsbild (von-Mises-Spannungen) am seitlichen Rand der Ausnehmung am Ende der Verschneidung zwischen Schottblech und Knotenblech an einem Hängeranschluss von Typ A an geschätzter Ausgangsform (links) und optimierter Form (rechts) der Ausnehmung (53) .....	139

Abbildung 14.5	Spannungsbild (von-Mises-Spannungen) am Ende der Ausnehmung an der Verschneidung zwischen Schottblech und Knotenblech an einem Hängeranschluss von Typ A an im Schalenmodell gefundener Ausgangsform (links) und im Volumenmodell optimierter Form (rechts) der Ausnehmung (nach (53)) .....	140
Abbildung 14.6	Empfehlungen zur geometrischen Ausführung im Bereich der Ausnehmung bei Hängeranschlusstyp A.....	141
Abbildung A.1	Achsbündellasten für <i>BZ1</i> .....	153
Abbildung A.2	Achsbündellasten für <i>BZ2</i> .....	153
Abbildung A.3	Achsbündellasten für <i>BZ3</i> .....	153
Abbildung A.4	Achsbündellasten für <i>BZ4</i> .....	154
Abbildung A.5	Achsbündellasten für <i>BZ9</i> .....	154
Abbildung A.6	Achsbündellasten für <i>BZ10</i> .....	154
Abbildung A.7	Achsbündellasten für <i>BZ5</i> .....	155
Abbildung A.8	Achsbündellasten für <i>BZ6</i> .....	155
Abbildung A.9	Achsbündellasten für <i>BZ7</i> .....	155
Abbildung A.10	Achsbündellasten für <i>BZ8</i> .....	156
Abbildung A.11	Achsbündellasten für <i>BZ11</i> .....	156
Abbildung A.12	Achsbündellasten für <i>BZ12</i> .....	156
Abbildung C.1	Oben: Anfahrrampe und Brücke in der Draufsicht; unten: ungekoppelte Achsen, die sich mit Hilfe von <i>Moving Springs</i> (links unten dargestellt) in x-Richtung fortbewegen und der Schwerkraft und Trägheit folgen, wenn mit den gegebenen Definitionen kein Interaktionsknoten gefunden werden kann. ....	162
Abbildung C.2	Normalkraft <i>N</i> in Hänger <i>H6</i> (oberer Schnitt) - Gegenüberstellung der Belastungslinien aus statischer Berechnung (mit dyn. Faktoren) und dynamischer Berechnung mit 80 km/h.....	163
Abbildung D.1	Bruchflächen der Probekörper.....	165

---

Abbildung D.2	Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung).....	166
Abbildung D.3	Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung).....	167
Abbildung D.4	Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung).....	168
Abbildung D.5	Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung).....	169
Abbildung D.6	Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung).....	170
Abbildung D.7	Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung).....	171
Abbildung D.8	Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung).....	172
Abbildung D.9	Bruchflächen der Probekörper (Fortsetzung).....	173
Abbildung D.10	Herstellung der Messbrücken .....	174
Abbildung D.11	Lagerung der Bruchflächenabschnitte in Silikagel .....	174
Abbildung D.12	Vorbereitung der Proben .....	175
Abbildung D.13	Geplanter und ungeplanter Rissverlauf an Probekörper der Form DBR.....	176