



**BAM**

Bundesanstalt für  
Materialforschung  
und -prüfung

Rosemarie Helmerich  
Klaus Brandes

**Dokumentation von  
Ermüdungsversuchen an  
genieteten Querträgern  
einer schweißeisernen  
Trogbrücke**

248

**Forschungsbericht**



Die Aufgaben  
der Bundesanstalt  
stehen unter der Leitlinie:

## **Sicherheit und Zuverlässigkeit in Chemie- und Materialtechnik**

### **Die Aufgaben**

Die BAM hat gemäß ihrem Gründungserlaß die Zweckbestimmung, die Entwicklung der deutschen Wirtschaft zu fördern. Sie ist im Aufgabenvorbund „Material – Chemie – Umwelt – Sicherheit“ zuständig für:

- Hoheitliche Funktionen zur öffentlichen technischen Sicherheit, insbesondere im Gefahrstoff- und Gefahrgutrechtsbereich;
- Mitarbeit bei der Entwicklung entsprechender gesetzlicher Regelungen, z. B. bei der Festlegung von Sicherheitsstandards und Grenzwerten;
- Beratung der Bundesregierung, der Wirtschaft sowie der nationalen und internationalen Organisationen im Bereich der Materialtechnik und Chemie;
- Entwicklung und Bereitstellung von Referenzmaterialien und -verfahren, insbesondere der analytischen Chemie und der Prüftechnik;
- Unterstützung der Normung und anderer technischer Regeln für die Beurteilung von Stoffen, Materialien, Konstruktionen und Verfahren im Hinblick auf die Schadensfrüherkennung bzw. -vermeidung, den Umweltschutz und den Erhalt volkswirtschaftlicher Werte.

### **Die Tätigkeitsbereiche**

Das Tätigkeitsspektrum der BAM umfaßt die sich ergänzenden und aufeinander bezogenen Tätigkeiten:

- Forschung und Entwicklung
- Prüfung, Analyse und Zulassung
- Beratung und Information.

### **Die nationale und internationale Zusammenarbeit**

Die Aufgaben der BAM für Technik, Wissenschaft, Wirtschaft und Gesellschaft erfordern eine interdisziplinäre Zusammenarbeit. Insofern arbeitet die Bundesanstalt mit Technologieinstitutionen des In- und Auslandes, insbesondere den nationalen Schwesterinstitutionen, eng zusammen. Sie berät Bundesministerien, Wirtschaftsverbände, Industrieunternehmen sowie Verbraucherorganisationen und unterstützt mit Fachgutachten Verwaltungsbehörden sowie Gerichte. Daneben ist sie in die internationale technische Zusammenarbeit eingebunden und im Bereich „Meßwesen – Normung – Prüftechnik – Qualitätssicherung“ (MNPQ) als nationale Institution für die Prüftechnik zuständig. Die Mitarbeiter der Bundesanstalt wirken in zahlreichen Fachgremien, gesetzlichen Körperschaften und normensetzenden Institutionen an der Aufstellung von technischen Regeln und Sicherheitsbestimmungen mit und vertreten die Bundesrepublik in nationalen und supranationalen Einrichtungen.

### **Der Status**

Die BAM ist als technisch-wissenschaftliche Bundesoberbehörde im Geschäftsbereich des Bundesministeriums für Wirtschaft und Technologie Nachfolgeinstitution des 1871 gegründeten Staatlichen Materialprüfungsamtes sowie der 1920 gebildeten Chemisch-Technischen Reichsanstalt (CTR). Sie hat dementsprechend die Funktion einer materialtechnischen und chemisch-technischen Bundesanstalt. In ihr sind etwa 1700 Mitarbeiter, darunter mehr als 800 Wissenschaftler und Ingenieure, auf dem Stammgelände in Berlin-Lichterfelde sowie auf den Zweiggeländen in Berlin-Steglitz und Berlin-Adlershof tätig.

Dipl.-Ing. Rosemarie Helmerich  
Dr.-Ing. Klaus Brandes

**Dokumentation von  
Ermüdungsversuchen an  
genieteten Querträgern  
einer schweißeisernen  
Trogbrücke**

**Forschungsbericht 248**  
Berlin, November 2001

## Danksagung

An dieser Stelle soll der Berliner Senatsverwaltung für Bau- und Wohnungswesen gedankt werden. Ohne die Chance an den Brücken Beanspruchungen und Verformungen unter Verkehr zu messen und danach Versuche an den gleichen demontierten Brückenabschnitten durchzuführen, wären die Forschungsarbeiten nicht möglich gewesen.

Gedankt sei auch allen Kollegen des Labors BAM VII.21, die mit vielen Spezialkenntnissen und Ausdauer an den Versuchen mitgewirkt haben, insbesondere Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Axel Wietzorrek, Holger Wegner und Ing. Joachim Riedel

Abteilung VII- Bauwerkssicherheit, Fachgruppe VII.2 „Ingenieurbau“

## Impressum

### Forschungsbericht 248

November 2001

Herausgegeben von der Bundesanstalt für  
Materialforschung und -prüfung (BAM)

Unter den Eichen 87

D-12205 Berlin

Postanschrift: D-12200 Berlin

Unter den Eichen 87

D-12205 Berlin

Tel: +49-30-81 04-0

Fax: +49-30-8 11 20 29

E-mail: [info@bam.de](mailto:info@bam.de)

Internet: <http://www.bam.de>

Copyright © 2001 by Bundesanstalt für  
Materialforschung und -prüfung (BAM)

Herstellung und Verlag:

Wirtschaftsverlag NW

Verlag für neue Wissenschaft GmbH

D-27568 Bremerhaven

Telefon (04 71) 9 45 44-0

Telefax (04 71) 9 45 44 77/88

Umschlag: Lutz Mittenzwei

Layout: BAM-Referat G.1

ISSN 0938-5533

ISBN 3-89701-654-0

## **Zusammenfassung**

Ermüdungsversuche an alten genieteten Stahlbrücken: Beurteilung der verbleibenden Restnutzungsdauer von Querträgern einer originalen schweißeisernen Trogbrücke nach fast einhundert jähriger Nutzung.

Verbindungen und Elemente des alten Bauwerks sind zunächst unter Verkehr und nach dem Abriss der Brücke im Labor getestet worden. Es kamen sowohl Dehnungsmessungen als auch zerstörungsarme bzw. zerstörungsfreie Prüfverfahren zur Anwendung. Materialuntersuchungen, auch neuartige, wie z. B. Rissfortschrittsversuche, Gefügeuntersuchungen und Zugversuche ergänzten die Untersuchungen.

## **Abstract**

Fatigue Tests on an old riveted steel bridge: Evaluation of the remaining Fatigue strength of cross girders in an original wrought iron bridge after having been in use for about hundred years.

Connections and members of the old bridge have been evaluated first under traffic load and than in laboratory after dismantling. Strain measurement has been used as well as small and Non-Destructive-Testing. Advanced material investigations were carried out, e.g. crack propagation tests, microstructure evaluation and tensile tests.

# Inhalt

<b>1</b>	<b>Allgemeines</b>	<b>7</b>
<b>2</b>	<b>Beschreibung und Funktion des Bauwerkes im Einbauzustand</b>	<b>8</b>
2.1	Beschreibung der Konstruktion	8
2.2	Messergebnisse unter Verkehrslast	9
2.3	Vergleichsberechnung unter Berücksichtigung der geltenden Vorschriften	9
<b>3</b>	<b>Materialuntersuchungen</b>	<b>11</b>
3.1	Versuchsprogramm für die Materialuntersuchungen	12
3.2	Zugversuche	12
3.3	Chemische Analyse	14
3.4	Gefügeuntersuchungen	14
3.5	Rissfortschrittsuntersuchungen	15
<b>4</b>	<b>Versuchsprogramm für die Brückenträgerabschnitte</b>	<b>16</b>
4.1	Zielsetzung	16
4.2	Brückenabschnitte für die Großversuche	16
<b>5</b>	<b>Versuchseinrichtung für die Großversuche</b>	<b>18</b>
5.1	Prüfeinrichtung mit Kraftrahmen	18
5.2	Versuchsanordnung	18
5.3	Messkette und verwendete Messinstrumente	19
5.4	Zerstörungsfreie Prüfmethode	19
5.5	Festlegung der Lasten, Abschätzung der zu erwartenden Prüfergebnisse	20
<b>6</b>	<b>Vorbereitende Berechnungen und Messwerterfassung</b>	<b>21</b>
6.1	Vorabberechnung des Brückenabschnittes	21
6.2	Anordnung der Messstellen	21
6.3	Messsystem	21
<b>7</b>	<b>Versuchsdurchführung und Ergebnisse der Versuche am Versuchselement Kie 1_1</b>	<b>22</b>
7.1	Versuchsdurchführung, Dokumentation	22
7.2	Vergleich der Beobachtungen bei verschiedenen Rissdiagnosemethoden (Dehnungsmessung und faseroptische Sensorik)	24
7.3	Bewertung der Rissentstehung	24
<b>8</b>	<b>Versuchsdurchführung und Ergebnisse der Versuche am Versuchselement Kie 1_2</b>	<b>25</b>
8.1	Versuchsdurchführung, Dokumentation	25
8.2	kontinuierliche Dehnungsentwicklung bis zur Rissentstehung	25
8.3	Laständerung zur Versuchsfortführung	26
8.4	Bewertung der Rissentstehung	27
<b>9</b>	<b>Versuchsdurchführung und Ergebnisse der Versuche am Versuchselement Kie 1_3</b>	<b>28</b>
9.1	Versuchsdurchführung, Dokumentation	28
9.2	kontinuierliche Dehnungsentwicklung bis zur Rissentstehung	29
9.3	Rissdiagnosemethoden	29
9.4	Bewertung der Rissentstehung	30
<b>10</b>	<b>Versuchsdurchführung und Ergebnisse der Versuche am Versuchselement Kie 1_4</b>	<b>31</b>
10.1	Versuchsdurchführung, Dokumentation	31
10.2	Kontinuierliche Dehnungsentwicklung bis zur Rissentstehung	32
10.3	Bewertung der Rissentstehung	33
<b>11</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>34</b>

<b>12</b>	<b>Schlussfolgerung</b>	<b>35</b>
<b>13</b>	<b>Literatur</b>	<b>36</b>
<b>14</b>	<b>Verzeichnis der Anlagen</b>	<b>37</b>
	Anlage A-Versuch Kie 1.1	38
	Anlage B-Versuch Kie 1.2	47
	Anlage C-Versuch Kie 1.3	52
	Anlage D-Versuch Kie 1.4	56



# 1 Allgemeines

Im Rahmen der umfangreichen Forschungsarbeiten zur Frage der Restnutzungsdauer wurden in der BAM alte genietete Stahlbrücken aus der Zeit um die Jahrhundertwende näher untersucht und der tatsächliche Ermüdungszustand von Querträgern dieser Brücken auf der Grundlage von einstufigen Wöhlerversuchen an 3 bis 5 m langen Trogbriickenabschnitten im Labor bewertet. So soll die nach dem Ausbau noch vorhandene Restlebensdauer bestimmt werden. Das Ergebnis des Versuchs ist die Ermüdungsfestigkeit der schwächsten Konstruktionsdetails in der gesamten beanspruchten Brückenkonstruktion. Interessant ist hierbei vor allem, dass es sich um Brücken aus Schweißbeisen handelt, und somit um ein Material, das in einigen Eigenschaften vom allgemein im Stahlbau bekannten Flussstahl bzw. feinkörnigen Baustahl der heutigen Zeit abweicht.

Die im Ermüdungsversuch an ihrer schwächsten Stelle versagenden Original-Brückenabschnitte werden in mehreren Stufen

- Bauteilverhalten
- Verhalten des Konstruktionsdetails
- Verhalten genormter Probekörper
- Gefüge- und Rissflächenuntersuchungen

in ihrem Rissentstehungs- und Risswachstumsverhalten untersucht. Im Vordergrund dieser Arbeit stehen die durchgeführten Ermüdungsversuche bei direkter Lasteinleitung in die Querträger hin bis zur Bewertung der Ergebnisse. Bruchmechanische Berechnungsmethoden werden in diesen Untersuchungen nur im Ansatz betrachtet. Besonders kritisch wird die Erkennbarkeit von kleinen Rissen mit verschiedenen Methoden sowie die Rissgeometrie verfolgt. Bei ihrer Identifikation kommen zerstörungsfreie Prüfmethode im weiteren Sinne zur Anwendung. Entsprechend ihrer Entstehungsart werden die Risse hinsichtlich ihrer Eingrupprierbarkeit in die Hauptgruppen

- spannungsinduzierter Ermüdungsriss infolge Betriebslasten (Versuchslasten) in Verbindung mit der Ausführung des Konstruktionsdetails
- verformungsinduzierter Ermüdungsriss (z. B. Dehnungs- oder Verformungsbehinderung durch die Ausführung der Konstruktionsdetails)
- Risse infolge vorhandener Altschäden (Schäden seit der Montage, durch Kriegseinwirkung oder Anfahrtschäden)
- eventuelle Risse infolge Korrosion (relativ milde Kerben, die vermutlich bei Schweißbeisen wegen seiner ohnehin inhomogenen Struktur und seiner chemischen Zusammensetzung nicht so gefährlich werden, wie bei homogenen Stahlsorten)

betrachtet. Am Beispiel der im Versuch erzeugten Ermüdungsrisse wird zum Abschluss der Einfluss des Versagens der Schwachpunkte im geprüften Querträger auf das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion diskutiert. Geeignete zerstörungsfreie Prüfmethode werden auf ihre Einsetzbarkeit bei Brückenuntersuchungen bewertet.

Die Senatsverwaltung für Bau- und Wohnungswesen (SenBauWo) Berlin ermöglichte der BAM im Jahr 1988 Messungen an den beiden S- Bahn- Brücken über die Kieler Straße im Zuge der S- Bahnlinie S1 unter laufendem S- Bahnbetrieb. Das Tragverhalten der Konstruktion unter Betriebslasten wird bei den Versuchen genauso vergleichend herangezogen, wie die Nachberechnung des Bauwerks mit heute gültigen Berechnungsgrundlagen. Eisenbahnbrücken unterliegen häufig wegen ihres hohen Verkehrslastanteils im Vergleich zum Eigengewicht bereits im Laufe ihrer Betriebszeit der Materialermüdung. In den Versuchen wird die nach fast 100-jähriger Nutzung verbleibende Restnutzungsdauer abgeschätzt.

Nach dem Austausch der Brückenkonstruktion wegen einer Straßenverbreiterung überließ die Senatsverwaltung der BAM zwei baugleiche Überbauten zur weiteren Untersuchung. Bis zur Demontage 1990 war die 1890 errichtete Brücke 95 Jahre in Betrieb. Bei der Betriebszeit ist eine 5-jährige Stilllegung der Strecke S1 von 1980 bis 1985 berücksichtigt.

Die Lage der Überbauten im Einbauzustand ist aus Bild 1 ersichtlich.

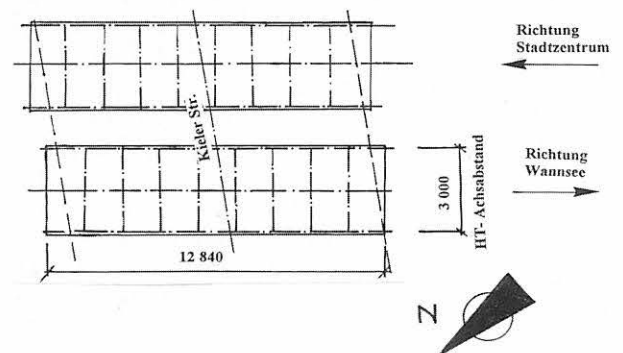


Bild 1: Lage der Brücke über die Kieler Straße auf der S- Bahnstrecke S1

## 2 Beschreibung und Funktion des Bauwerks im Einbauzustand

### 2.1 Beschreibung der Konstruktion

Die S-Bahnbrücke über die Kieler Straße bestand aus zwei baugleichen Überbauten, die als Einfeldträger beidseitig gelenkig gelagert waren. Es handelt sich hierbei um eingleisige Brückenkonstruktionen mit genieteten Vollwandträgern als Hauptträger (HT). Ober- und Untergurte bildeten Winkelprofile und entsprechend dem Momentenverlauf angeordnete Lamellenpakete. Im 4. und 6. von neun Hauptträgerstegfeldern sind Stegstöße angeordnet. Versetzt zum Stegblechstoß wurde jeweils im 4. Feld ein Gurtwinkelstoß ausgeführt. Die beiden Hauptträger haben einen Abstand von 3000 mm voneinander. Quer- und Längsträger bilden den unterhalb der HT-Schwerachse liegenden Fahrbahnrost, die darauf befestigten Buckelbleche tragen das Schotterbett mit Schwellen und Schienen, ein gesondertes Schotterblech war nicht angeordnet worden. Da die Brücke im Zuge der Errichtung der S-Bahnstrecke bis Zehlendorf bereits 1890 gebaut wurde, war zu vermuten, dass sie aus Schweißeisen besteht, das bis Ende des 19. Jahrhunderts im preußischen Eisenbahnbrückenbau verwendet wurde. Die im gleichen Jahr errichteten fast baugleichen und noch im Betrieb befindlichen Einfeldbrücken über die Drakestraße und den Teltower Damm, von denen uns die ursprünglichen Konstruktionszeichnungen vorliegen, unterscheiden sich zum einen durch die *Schwedlerschen* Gesamtstöße (Steg- und Gurtstoß im gleichen Querschnitt) und im weiteren durch eine Umsäumung der Abwasserregennenddurchführung durch die Querträgerstege. Die Planungsunterlagen dieser beiden benachbarten Brücken, 1890 erstellt vom bautechnischen Büro Magdeburg, wurden entsprechend den Zuständigkeiten zur damaligen Zeit von der Abteilung I für Eisenbahnbau des preußischen Ministeriums für öffentliche Arbeiten, vertreten durch den hervorragenden Brückenbaumeister *Johann Wilhelm Schwedler* (1823-1894) geprüft. Das preußische Ministerium für öffentliche Arbeiten hatte gerade in diesem Jahr am 16.05.1890 die Vorschrift der Berliner Baupolizei vom 21.02.1887 über zulässige Spannungen für Baukonstruktionen übernommen, die folgende maximale Spannungen für Schweiß- und Flusseisen zuließ:

- auf Zug:  $k_z = 750$  (1000) kg/qcm
- auf Druck:  $k = 750$  (1000) kg/qcm
- auf Schub:  $k_s = 600$  (750) kg/qcm.

Die Klammerwerte ließ die Ministerial-Bauabteilung nur für solche Bauteile zu, die Erschütterungen oder starken Beanspruchungswechseln nicht ausgesetzt waren, und nur dann, wenn eine Materialprüfung vor der Abnahme stattgefunden hatte.

Die zulässigen Spannungen für Schweißeisen im Maschinenbau, zusammengestellt von C. Bach waren in Abhängigkeit von der Beanspruchung (ruhend[I], Zug- oder Druckschwellbeanspruchung [II] bzw. Wechselbeanspruchung [III]) z. T. wesentlich niedriger [kg/qcm]:

	I	II	III
- auf Zug: $k_z$	900	600	300
- auf Druck: $k$	900	600	-
- auf Biegung: $k_b$	900	600	300
- auf Schub: $k_s$	720	480	240
- auf Torsion: $k_d$	360	240	120

Der Korrosionszustand der Bleche der Kieler Brücke war als erstaunlich gut zu bewerten, obwohl der letzte Schutzanstrich schon Jahrzehnte (1932) zurückliegt. Rostnarbigkeit war in geringem Maße an den Innenseiten der Hauptträgerstege zu verzeichnen, die im Schotterbettbereich häufiger Feuchtigkeitsschwankungen ausgesetzt waren und der Schutzanstrich durch Reibung des Schotters am Stegblech frühzeitig Schaden genommen haben dürfte. Deutliche Querschnittsreduzierungen durch blätterartige Treibrostererscheinungen waren nur im Bereich der HT-Stegaussteifungswinkel zu verzeichnen, nicht jedoch an den für die Tragsicherheit primär wichtigen Elementen. Die Querträger wiesen nur geringe Korrosionserscheinungen auf. Lediglich unter den Durchführungen der Regenabwasserrinnen, die hier, abweichend von den anderen Brückenbauten an der Strecke S1, nicht umsäumt waren, war der Schutzanstrich z. T. spröde abgeplatzt. Bei äußerlicher Inaugenscheinnahme der Brücke im Einbauzustand unter Tageslicht waren keine Risse entdeckt worden. Die *Bilder 2 und 3* zeigen typische Korrosionserscheinungen an untergeordneten Bauteilen.



Bild 2: Buckelblech mit Schäden infolge Korrosion und Reibung durch das Schotterbett

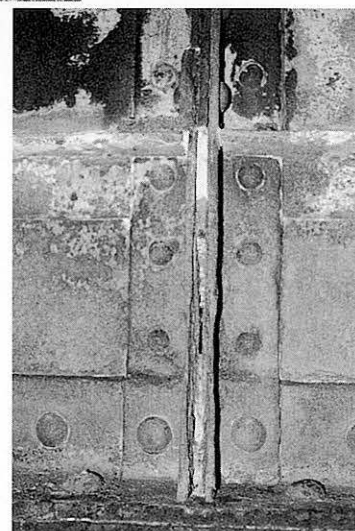


Bild 3: Spaltkorrosion an der inneren Stegaussteifung oberhalb der zu prüfenden Querträger

## 2.2 Messergebnisse unter Verkehrslast

Im September 1988 wurden durch die BAM Dehnungsmessungen an der S-Bahnbrücke über die Kieler Straße in Berlin-Steglitz unter S-Bahn-Verkehr durchgeführt [1].

Die S-Bahn-Überfahrten wurden für ausgewählte hochbeanspruchte Punkte als Dehnungen über der Zeit dargestellt. Die Dehnungen wurden mit Dehnungsmessstreifen (DMS) gemessen, die analogen elektrischen Signale verstärkt, digitalisiert und mit BAM-eigenen Auswerteprogrammen im PC verarbeitet und gespeichert. Die für jeden Messpunkt aufgezeichnete Kurve des Dehnungsverlaufes im Messpunkt stellt die Summen-einflusslinie für die Zugüberfahrt im jeweiligen Punkt dar. An einem Beispiel für die Messungen ist die Zuordnung zwischen S-Bahn-Drehgestell und den daraus resultierenden Dehnungen in der Mitte des Querträgers und am Untergurt des Hauptträgers besonders deutlich zu sehen (Bild 4). Die maximalen Dehnungen sind für die Haupttragelemente in Tabelle 1 dargestellt.

Die Ergebnisse der Messungen zeigen im wesentlichen qualitativ den erwarteten Verlauf, jedoch lag die Größenordnung der gemessenen Dehnungen weit unter den erwarteten rechnerisch vorab abgeschätzten Werten. Daraus lässt sich zunächst schließen, dass das der statischen Vergleichrechnung zugrundegelegte statische System durch den Verlauf der Messwerte qualitativ bestätigt werden konnte, der Lastabtrag aber sehr viel günstiger erfolgt. Weitere Messergebnisse und Detailinformationen können dem Bericht der BAM vom Dezember 1990 [1] entnommen werden.

Tabelle 2.2-1: Dehnungen unter Verkehr, gemessen an der S-Bahn-Brücke über die Kieler Straße unter laufendem S-Bahnverkehr

Bauteil	DMS	Anordnung	max. Dehnung [10 <sup>-6</sup> m/m]	max. Spannung [N/mm <sup>2</sup> ]
Hauptträger	1,2,3,4,9	UG (Zugzone), HT-Steg (außen)	0,12	25,2
Querträger Überbau I	6, 7	QT, unten QT, oben	0,08	16,8
Querträger Überbau II	10, 11	QT unten, QT oben	0,065	13,65
Schotterblech	5, 8	parallel zum HT parallel zum QT	-0,04	-8,4

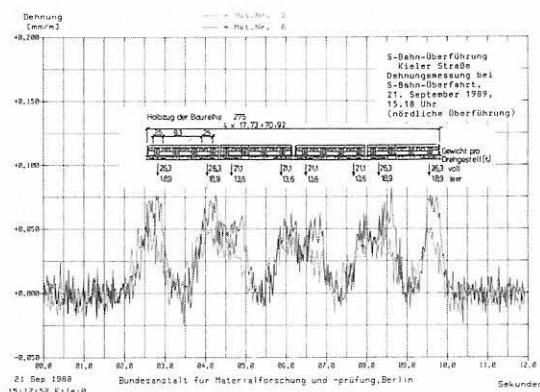


Bild 4: Gemessene Dehnungen am Quer- und Hauptträger unter Verkehrslast

Die Dehnungen wurden unter S-Bahn-Halbzügen mit 50-75-prozentiger Besetzung mit Fahrgästen gemessen. Für die Umrechnung der Dehnungen in Spannungen wurde zunächst der Elastizitätsmodul mit  $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$  angenommen. Spätere Untersuchungen sollen Aufschluss über den tatsächlichen E-Modul geben. Es ist jedoch sicher, dass der tatsächliche Elastizitätsmodul für Schweißseile unter dem für Stahl liegt, so dass sich bei der Umrechnung der Dehnungen noch geringere Spannungen und demzufolge eine noch weniger ermüdungsrelevante Größenordnung ergeben würden. Eine Extrapolierung auf 100-prozentige Besetzung der Wagen würde bei einem Triebwagengesamtgewicht von max. 52,6 t maximale Spannungen am Hauptträger von 29 N/mm<sup>2</sup> und am Querträger von max. 20 N/mm<sup>2</sup> ergeben. Schwingfaktoren werden hier nicht berücksichtigt, da bei Messungen am konkreten Bauwerk sämtliche Unsicherheiten bereits im maximalen Messwert enthalten sind. Der S-Bahn-Halbzug (Gesamtlänge  $l = 62,8\text{ m}$ ) fuhr in 9 s über jeden Messpunkt (ca. 21 km/h), bei der Überfahrt wurden durch die Drehgestelle des Fahrwerks am HT fünf Dehnungsamplituden hervorgerufen.

Die ermittelten Spannungswerte mit den heute verkehrenden S-Bahnzügen liegen weit unter der Dauerfestigkeitsgrenze der heute gültigen Vorschriften [2, 3, 4]. Die sich daraus ergebende Schlussfolgerung, dass die Brücke durch ihre Nutzung unter S-Bahnverkehr keine oder nur geringe Materialermüdung erfahren hat, wird in den folgenden Versuchen, die mit mehr als dem 4,5-fachen der Betriebslast bei direkter Lasteinleitung ohne Berücksichtigung einer Lastverteilung erstmals an kompletten Brückenabschnitten durchgeführt werden, zu untersuchen sein. Da die Spannungen während der Nutzung nicht als ermüdungsrelevant einzustufen sind, müsste bei der extremen Versuchsbeanspruchung eine erhebliche Restnutzungsdauer ermittelt werden können.

## 2.3 Vergleichsberechnung unter Berücksichtigung der geltenden Vorschriften

Die Erfahrung hat gezeigt, dass die gemessenen, wirklich auftretenden Spannungen in nicht unbeträchtlichem Maße von den rechnerischen abweichen. Das tatsächliche Tragverhalten ist hier wesentlich günstiger, als es sich aus der statischen Berechnung mit den genormten Sicherheits- und Schwingfaktoren auf der Grundlage eines vereinfachten Strukturmodells errechnen lässt. Die Brücke überträgt die Kräfte als Trägerrost, statt als System einfach gelagerter Balken, wie es im allgemeinen bei der statischen Berechnung vereinfacht angenommen wird, wodurch die tatsächlichen Spannungen und Durchbiegungen deutlich überschätzt werden. Um diese Erfahrung im vorliegenden Fall zu untersuchen, wurde zusätzlich und im Vergleich zu den Messungen unter Verkehr eine komplette (nachträgliche) statische Berechnung für das nach der Vorschrift der Bahn AG Richtlinie 804 gültige Lastbild 0.8 UIC 71 für den Tragsicherheitsnachweis von S-Bahnstrecken erstellt. Alle erforderlichen Sicherheits- bzw. Schwingbeiwerte wurden hierbei entsprechend

der DS 804/ DS 805 (Vorschriften für den Bau bzw. für vorhandene Brückenbauwerke) berücksichtigt.

Die Stahlkonstruktion der beiden baugleichen Überbauten, sowie die Unterteilung in die drei Prüfabschnitte mit drei bzw. vier Querträgern pro Versuchskörper ist aus Bild 5, S. 9 ersichtlich.

### 2.3.1 Statisches System

Die für den Ermüdungsversuch vorgesehenen Querträger wurden in einem ersten Schritt als statisch bestimmt gelagerte Träger auf zwei Stützen berechnet.

Durch die gewählte Versuchsanordnung ergab sich für den jeweils zyklisch belasteten Querträger fast genau die Randbedingung wie im ursprünglichen System (elastische Einspannung in die Hauptträger).

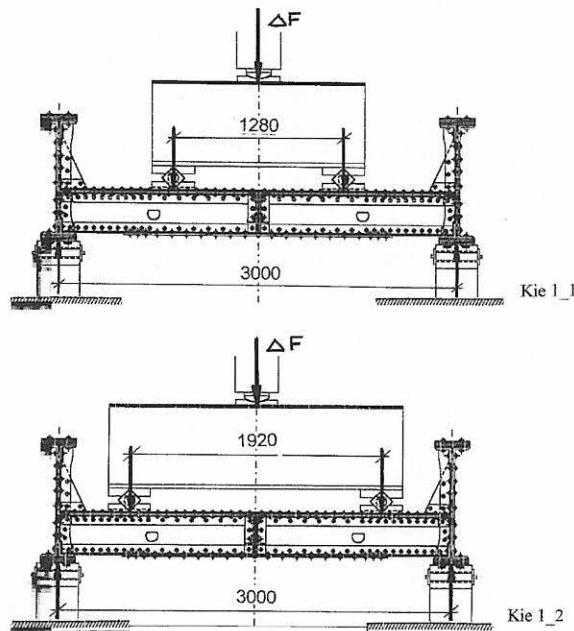


Bild 6: Statisches System und Belastungsschema des Brückenabschnittes Kie 1\_1 und Kie 1\_2

### 2.3.2 Querschnittswerte

Der Längs- und Querschnitt eines eingleisigen Überbaus mit den Angaben zu den verwendeten Profilen sind aus Bild 5 ersichtlich. Aus Tabelle 2.3-1 können die Querschnittswerte (Trägheits- und Widerstandsmomente) der Haupttragelemente unter Berücksichtigung der entsprechend dem Momentenverlauf angepassten Lamellenanzahl entnommen werden. Für die Querschnittswerte der Querträger, die bei den Ermüdungsversuchen im Mittelpunkt der Betrachtung stehen, wurde der im Obergurt mitwirkende Anteil des Schotterbleches, sowie das Abdeckflacheisen in die Berechnung einbezogen, um eine möglichst realitätsnahe Vergleichsrechnung als Basis zu haben.

### 2.3.3 Lastannahmen

Für die Belastung der einzelnen Haupttragglieder (HT, QT, LT) wurde das Gewicht der Fahrbahn auf eine Breite von 3 m gleichmäßig verteilt angenommen. Die Schotterbettdicke wurde mit 50 cm angesetzt. Das

Fahrbahngewicht wurde entsprechend Richtlinie 805 auf die Haupttragelemente verteilt. Die Eigengewichtsanteile sind vereinfachend für den maximalen Querschnitt der Haupttragglieder über die ganze Länge angesetzt worden.

### Ständige Last:

#### 1. Eigenlast

Längsträger	$g_{E1} = 0.542 \text{ kN/m}$
	$g_{E2} = 16.85 \text{ kN/m}$
Querträger:	$g_{E1} = 1.203 \text{ kN/m}$
	$g_{E2} = 16.06 \text{ kN/m}$
Belastung aus dem LT:	$G_{LT} = 12.43 \text{ kN}$
Hauptträger	$g_{E1} = 4.611 \text{ kN/m}$
	$g_{E2} = 4.21 \text{ kN/m}$
Belastung aus dem QT:	$G_{QT} = 20.054 \text{ kN}$

#### 2. Verkehrslast

Als Verkehrslast wird für S-Bahnbrücken 80 % des Lastbildes UIC 71 (s. Richtlinie 805) angesetzt (allgemeiner Spannungsnachweis). Für den Hauptträger wurde nach Richtlinie 804 das vereinfachte Lastbild mit einer Ersatzflächenlast angewendet, da die Brücke nach Absatz 44 der o. g. Vorschrift ein durchgehendes Schotterbett hat und die Einflusslinie durchgehend ein gleiches Vorzeichen hat. Es ergibt sich:

- für die Hauptträger:  $p_1 = 124.8 \text{ kN/m}$
- $p_2 = 64.0 \text{ m}$

(auf einen HT entfällt dabei je die Hälfte von  $p_1$  und  $p_2$ ); Der Schwingbeiwert beträgt für den HT nach Richtlinie 804, Abs. 51

$$l_f = 12.84 \text{ m} \quad \Phi = 1.24$$

- für den Querträger  $p_3 = 41.6 \times 1.43 = 59.5 \text{ kN/m}$
- $P_3 = 62.4 \times 1.5:2 = 46.8 \text{ kN}$

Der Schwingbeiwert beträgt für den QT nach DS 804, Abs. 51

$$2 \times 1.43 + 3.0 = 5.86 \text{ m} \quad \Phi = 1.47$$

- für den Längsträger  $p_4 = 0.8 \times 52.0 = 41.6 \text{ kN/m}^2$
- Der Schwingbeiwert beträgt für den LT nach Richtlinie 04, Abs. 51

$$l_f = 1.43 + 3.0 = 4.43 \text{ m} \quad \Phi = 1.58$$

#### 3. Sonstige Lasten

- maßgebend für Anfahr- und Bremslast nach Richtlinie 804, Abs. 73 ff.:  $F_{anf} = 427.6 \text{ kN}$
- Seitenstoß (vert. auf HT)  $P_s = 16.7 \text{ kN}$
- Windlast nach Richtlinie 804, Abs. 65
- $w_2 = 4.35 \text{ kN/m}$
- $p_w = 3.07 \text{ kN/m}$

### 2.3.4 Schnittkräfte

Aus der Überlagerung der oben angegebenen Lasten infolge Eigengewicht, Verkehrslast mit Berücksichtigung des Schwingfaktors und Zusatzlasten nach Richtlinie 804 ergeben sich für den Haupt-, Quer- und Längsträger die folgenden maximalen rechnerischen Lastkombinationen für den Tragsicherheitsnachweis:

Hauptträger:	$\sigma_{\max} = 149 \text{ N/mm}^2$ (Zug-Randfaser am 3. Lamellenende)
Querträger:	$\sigma_{\max} = 140 \text{ N/mm}^2$ (Zug-Randfaser am Lamellenende)
Längsträger:	$\sigma_{\max} = 64,5 \text{ N/mm}^2$

### 2.3.5 Spannungsverhältnis

Für die Ermüdung der Träger ist der Verkehrslastanteil sowie das Spannungsverhältnis  $R$  maßgeblich.  $R$  ergibt sich im Verhältnis zur maximalen Verkehrslast am Querträger zu  $R = 0,3361$ .

## 3 Materialuntersuchungen

Wegen des erforderlichen besseren Verständnisses für das verwendete Material Schweißisen, wird der Durchführung und Dokumentation der Versuche an Bauteilen der Abschnitt zur Materialidentifikation vorgeangestellt. Das hier untersuchte Material stammt aus den Bauteilen, in denen im Ermüdungsversuch das Versagen eingetreten ist, so dass eine direkte Korrelation zwischen Materialuntersuchung und Bauteilversuchen möglich ist

### 3.0.1 Das Material Schweißisen

Das **Schweißisen** (engl. puddled/wrought iron) wurde bis zum Ende des vorigen Jahrhunderts, Anfang dieses Jahrhunderts im Brücken- und Hochbau verwendet. Hergestellt wurde das Schweißisen durch Frischen von Roheisen auf Herden (Herdfrischprozess) oder in Flammöfen (Puddelprozess) in teigigem Zustand. Der Name ergab sich aus der Tätigkeit des Rührens (engl. „to puddle“) der teigigen Eisenschmelze, die schlackehaltige und ungeschmolzene eisenhaltige Stücke enthielt. Durch das „puddeln“ mit einer Eisenstange wurde das Oxidieren des Kohlenstoffes an der Oberfläche erreicht, jedoch vermischte sich bei diesem Prozess die Schlacke unvermeidbar mit der Schmelze. Am Ende des Prozesses hatte die Masse einen verbleibenden Schlackeanteil von etwa vier Prozent, der durch mehrmaliges Schweißen (Schmieden) und Walzen bis auf 0,6 Prozent (lt.[11]) verringert, jedoch nie ganz entfernt werden konnte. Das Schweißisen ist demnach immer schlackehaltig, wodurch das lamellenartige Gefüge bestimmt ist. Jede dünne Eisenschicht ist somit von einer hauchdünnen korrosionsfesten Schlackeschicht umhüllt und deshalb ist das Schweißisen gegenüber Flusseisen widerstandsfähiger gegen Korrosion [11].

Durch Schmieden und Walzen der teigigen schlackehaltigen Luppen (ca. 40-50 kg) wurde das Schweiß-

eisen zu Blechen, Walz- und Stabeisen verarbeitet. **Bleche** wurden z. T. längs- und querpaketiert, wodurch ein sich kreuzendes fasriges Gefüge entstand, dessen anisotropisches Verhalten so reduziert war.

Für die Herstellung von **Profileisen** wurden übereinandergeschichtete (paketierte) sog. Luppenstäbe (Endprodukt des Puddelprozesses nach Durchgang durch die Luppenquetsche oder den Zänghammer) wiederholt gewalzt. Somit ergab sich die in Walzrichtung orientierte lamellenartige Schichtung aus kohlenstoffarmen Eisenlamellen und plattgewalzten, langgestreckten Einschlüssen, die vorwiegend phosphorhaltige Schlacke, Mangan (wirkt festigkeitssteigernd) und Schwefel (Rotbrüchigkeit) enthielten. Die Einschlüsse konzentrierten sich vor allem in den Steg-Flansch-Übergängen. Die chemischen Verbindungen, z.B. Phosphate (Kaltbrüchigkeit) und Mangansulfide, lassen sich durch eine normale chemische Analyse nicht nachweisen, nur die chemischen Elemente sind identifizierbar. Aufschluss geben Gefügeuntersuchungen [5].

### 3.0.2 Eigenschaften des Schweißisens

Das Gewicht einer 1 mm dicken Platte wird 1896 in [6] mit 7,8 kg/qm angegeben. Parallel zur Walzrichtung betragen nach Angaben in „Des Ingenieurs Taschenbuch“, herausgegeben vom Verein Hütte von 1896 [6],

- der Elastizitätsmodul  $E=2\,000\,000 \text{ kg/qcm}$
- der Gleit(Schub-)modul  $G=770\,000 \text{ kg/qcm}$
- die Streckgrenze  $s_t=2200 - 2800 \text{ kg/qcm}$
- die Elastizitätsgrenze  $s_p=1300 - 1700 \text{ kg/qcm}$
- die Zugfestigkeit  $K_z=3300 - 4000 \text{ kg/qcm}$ .

Im Folgenden werden wegen des besseren Verständnisses der Bruchvorgänge zunächst das Material und

Tabelle 2.3-1 Querschnittswerte der Haupttragelemente HT, QT, LT

Träger	ÜBI					
	Querschnittsfläche A	Trägheitsmoment/brutto $I_{br}$	Trägheitsmoment/netto $I_n$	Widerstandsmoment/ brutto $W_{u,br}$	Widerstandsmoment/ netto $W_{u,n}$	$n=W_n/W_{br}$
	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	
Längsträger	69.0	5 288.3	4 756.3	459.9	413.6	0.899
Querträger (QT), Grundquerschnitt	137.09	22 636.7	20 519.7	1 080.5	940.8	0.87
QT mit 1 Lamelle	153.29	28 046.6	23 506.6	1 425.3	1 095.9	0.77
Hauptträger (HT), Grundquerschnitt	254.6	279 679	263 617	6 581	6 203	0.943
HT mit 1 Lamelle	324.8	410 694	370 470	9 377	8 458	0.902
HT mit 2 Lamellen	395	549 395	496 860	12 182	11 017	0.904
HT mit 3 Lamellen	465.2	696 333	630 772	15 010	13 594	0.906
HT mit 4 Lamellen	535.4	851 740	791 299	18 239	16 944	0.929

das Gefüge des Schweißeisens der hier geprüften Brückenteile untersucht, an denen im Versuch der Ermüdungsriss auftrat. Im Gleichmaßdehnungsbereich verhält sich Schweiß Eisen in Walzrichtung vergleichbar wie früher Flusstahl. Das lokale Verformungsvermögen von Schweiß Eisen ist jedoch gering, beim Zugversuch ist nur eine minimale Einschnürung zu erkennen. Die maximale Dehnung in Walzrichtung liegt mit Werten um 20 Prozent weit über der Dehnung quer zur Walzrichtung. Die Bruchflächen sind gleichmäßig silbergrau matt glänzend, der Bruch ereignete sich als Normalspannungsbruch ohne deutliche Scherlippen. Vorwegnehmend kann aber festgestellt werden: unter dem Mikroskop wird sichtbar, dass sich Waben als Zeichen eines duktilen Bruches ausgebildet haben, die nur makroskopisch nicht sichtbar wurden, da die Schichten der duktilen ferritischen Matrix des anisotropen Materials sehr dünn sind und sich mit außerordentlich spröden Schichten aus plattgewalzter eisenhaltiger Schlacke abwechseln.

### 3.1 Versuchsprogramm für die Materialuntersuchungen

Im Rahmen der Materialbeschreibung war es vorgesehen folgende Untersuchungen durchzuführen:

- Zugversuche
- Chemische Analyse
- Gefügeuntersuchungen (s. Studienarbeit *J. Dittmann* [5])
- Rissfortschrittsuntersuchungen
- Baumannabdruck (in [5])

### 3.2 Zugversuche

Die Zugversuche für das Material des untersuchten Querträgers wurden nach DIN EN 10 025 T1 durchgeführt. Um außer der Ermittlung von oberer und unterer Streckgrenze, Zugfestigkeit und Dehnungskennwerten auch eine Aussage zum Probengrößen- und Geometrieinfluss zu erhalten, wurden zwei Probenreihen (je eine Flachprobe- E 6x20x80 und Rundprobenreihe – B 6x30) für jedes relevante Bauteil geprüft. Als relevante Bauteile werden hier diejenigen bezeichnet, durch die der Ermüdungsriss verlief. Im Einzelnen wurden Proben aus dem Steg, der Untergurtlamelle und dem Untergurtwinkel der Querträger untersucht. Die Probenlage entspricht der jeweiligen Lage des Materials und der Beanspruchungsrichtung im Bauteil, d. h. alle Probenachsen liegen in Walzrichtung, so dass in Bezug auf die Anisotropie des Schweiß Eisens hier die maximal beanspruchbare Richtung geprüft wurde.

Zusätzlich wurden in einer Studienarbeit [5] signifikante Zusammenhänge zwischen der Struktur und dem Gefüge des Schweiß Eisens an den Bruchflächen einiger der geprüften Rundproben B 6 x 30 einerseits sowie den Ergebnissen der Zugproben andererseits untersucht (s. Punkt 3.4).

Die Zugversuche wurden nach DIN EN 10 002 T1 bei Raumtemperatur durchgeführt. Die Ergebnisse der Festigkeitskennwerte sind in der *Tabelle 3.2-1* zusammengestellt.

Zusätzlich zu Festigkeitskennwerten von Flach- und Formeisen (s. *Tabelle 3.2-2*) waren im Herstellungszeitraum seit 1889 in den „Vorschriften der Vereine deutscher Eisenhüttenleute“ für „Bleche mit ausgesprochener Längsrichtung, welche vorwiegend Biegespannungen aufzunehmen haben“, z. B. bei Stegblechen von Blechträgern, folgende Forderungen enthalten:

**in Längsrichtung:**

$$K_z = 3500 \text{ kg/qcm} = R_m (fu) = 343,4 \text{ N/mm}^2, \varphi = 10\%$$

**in Querrichtung:**

$$K_z = 2800 \text{ kg/qcm} = R_m (fu) = 274,7 \text{ N/mm}^2, \varphi = 3\%.$$

Die aus dem Stegblechmaterial ermittelten Zugfestigkeiten und Dehnungen entsprechen auch heute noch den damaligen Anforderungen. Aus der Literatur gehen jedoch keine Angaben über die damaligen Prüfvorschriften zur Ermittlung der Zugfestigkeiten hervor, so dass die Tabellenwerte nur eingeschränkt verglichen werden können. Eine eventuelle Alterung des Schweiß Eisens kann ebenfalls durch Festigkeitskennwerte nicht belegt werden. Für eine Nachberechnung muss von aktuellen Vorschriften ausgegangen werden. Danach wäre das Stegmaterial wegen der geringen Bruchdehnung nur als St 33 ( Fe 310) einzuordnen, obwohl die Zugfestigkeit die Mindestanforderungen an einen St 37 ( Fe 360 ) erreicht. Bei der Beurteilung der Bruchdehnung ist aber zu beachten, dass lediglich das Fehlen einer makroskopischen Einschnürung für die geringe Bruchdehnung verantwortlich ist. Bei fast allen Prüfungen ergab sich eine gute Gleichmaßdehnung, die für duktilen Konstruktionsverhalten erforderlich ist.

Die Zugfestigkeit der Zugproben aus den Lamellen und den Gurtwinkeln erreichen weder die Mindestanforderungen an Flach- und Formstahl zum Herstellungszeitpunkt, noch die Zugfestigkeit für einen St 37. Die Zusammenfassung aller Flach- und Rundproben aus der Lamelle als Grundgesamtheit ergibt für eine Aussagewahrscheinlichkeit von 75% unter der Annahme normalverteilter Messwerte ein 5%-Fraktile von 297,3 N/mm<sup>2</sup>, der für einen St 33 gerade ausreichend wäre.

Die Ergebnisse aus den Versuchen an Rundproben aus dem Untergurtwinkel weisen starke Streuungen auf, die eine Standardabweichung von  $\sigma_x = 24,04 \text{ N/mm}^2$  ergeben. Der statistische Schätzwert für eine Aussage.

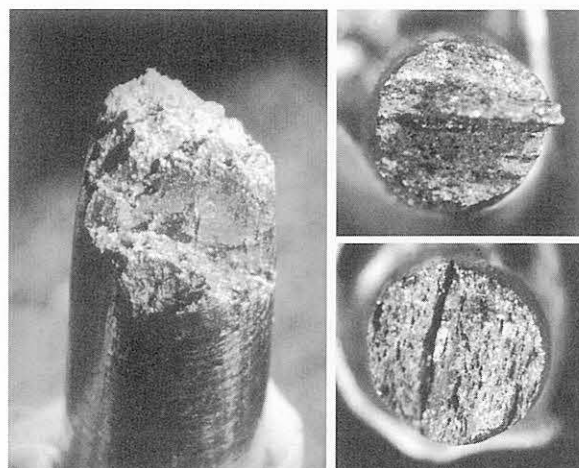


Bild 7: Vergrößerung typischer Bruchflächen von Schweiß Eisenrundproben

Tabelle 3.2-1:  
Ergebnisse der Zugversuche an Proben aus Material im Bereich des Risses (Flachproben E 6 x 20 x 80, Rundproben B 6 x 30)

Probe Nr.	Herkunft	Mechanische Kennwerte			
		obere Streckgrenze $R_{eH}$ (fy)	untere Streckgrenze $R_{eL}$	Zugfestigkeit $R_m$ (fu)	Bruchdehnung $A_{10}$
-	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%
Lamelle (E 6x20x80)					
K13.1	Ki1.1, QT	220,2	209,5	322,0	18,5
K13.2	UG-Lamelle	217,3	215,9	318,0	21,0
Mittelwert x		218,8	212,7	320,0	19,8
Steg (E 6x20x80)					
K13.3	Ki 1.1 Steg, QT	250,2	248,0	369,9	19,0
K13.4		261,9	257,5	369,4	20,5
K13.5		256,9	256,0	358,1	23,5
Mittelwert x		256,3	253,8	365,8	21,0
s[x]		5,87	5,11	6,67	
Steg (B6x30)					
K12.1	Ki1.1, QT UG-Lamelle	210,8	202,3	314,7	17,5
K12.2		205,6	206,0	320,6	13,6
K12.3		203,3	202,6	303,3	19,3
Mittelwert x		206,6	203,6	312,9	16,8
s[x]		3,8	2,06	8,79	
Steg (B6x30)					
K12.6	QT-Steg	253,0	248,8	363,1	20,7
K12.7		253,3	248,7	363,0	19,0
Mittelwert		253,2	248,8	363,0	19,8
s[x]		0,21	0,07	0,07	
Gurtwinkel (B6x30)					
K12.8	QT-UG- Winkel	226,8	224,0	337,0	17,1
K12.9		238,6	221,7	307,5	11,9
K12.10		255,4	253,7	365,2	17,8
K12.11		250,6	232,6	346,2	15,2
Mittelwert x		242,81	233,0	339,0	15,5
s[x]		2,82	14,58	24,04	

Tabelle 3.2-2: Vergleichswerte für die Ergebnisse der Zugversuche aus technischen Regeln

Vorschrift	Stahlsorte	Mechanische Kennwerte		
		obere Streckgrenze $R_{eH}$ (fy)	Zugfestigkeit $R_m$ (fu)	Bruchdehnung $A_7$
-	-	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%
Vergleichbare Mindestwerte in verschiedenen Standards				
Lieferbedingungen für Schweißbeisen [6] 17.3.1889	t<10mm	für Flach- und Formbeisen	353,2	min 12
	10<t<15mm		343,4	min 12
	15<t<20mm		333,5	min 12
DIN 17 100 Ausg. 9/66	St 33-1	min 185	320-490	min 18
	St 37-1	min 235	360-440	min 25
DIN 17 100 Ausg. 1/80	St 33	min 185	min 290	min 18
	St 37	min 235	340-470	min 26
DIN EN 10025 Gültig seit 01/91 für t=5mm	Fe 310-0 (=St 33)	min 185	290-510	min 18
	Fe 360 (St 37)		340-470	min 26
	Fe 510 (=St 52)	min 355	490-630	l: 22 t:20

Die Ergebnisse der Zugversuche sind bei Schweißseisen sehr stark von den Eigenheiten des inhomogenen Gefüges abhängig. Beim „Schweißvorgang“ sowie beim Walzen der paketierte Rohlinge werden Einschlüsse nur in Längsrichtung gestreckt und verleihen dem Schweißseisen die bekannte blättereartige Struktur. Um die Ergebnisse des Zugversuchs dahingehend deuten zu können, wurden an mehreren Bruchflächen (s. Bild 3.21) Gefügeuntersuchungen durchgeführt, die in der bereits erwähnten Studienarbeit [5] beschrieben und bewertet wurden.

### 3.3 Chemische Analyse

Wegen der „blättereartigen“ Struktur des Schweißseisens (auch: Puddelstahl) und wegen der vorhandenen Schlackeneinschlüsse ist eine chemische Analyse als funkenemissionsspektrometrische Untersuchung nicht durchführbar. Daher wurde zur Bestimmung des Gehalts an Kohlenstoff und Schwefel eine Infrarotabsorptionsspektrometrische Untersuchung durchgeführt. Dazu werden ca. 0,5 g Schweißseisenspäne im Sauerstoffstrom verbrannt und dann die Konzentration der gesuchten Elemente im Gasgemisch gemessen. Der Mangan- und Phosphorgehalt wurde aus einer plasmaspektrometrischen Analyse ermittelt. Die Ergebnisse sind in *Tabelle 3.3-3* zusammengefasst.

Berücksichtigt werden muss, das wiederum nur wenige Proben geprüft wurden und die Ergebnisse nur als Anhaltswerte zu sehen sind.

Zusätzlich wurde mit Hilfe des Rasterelektronenmikroskops eine EDX-Messung zur Bestimmung der Begleitelemente in den Schlackeneinschlüssen der Rissoberfläche des Querträgersteges durchgeführt [5]. Dabei wurden die für Schweißseisen charakteristischen Begleitelemente wie Mangan, Silizium, Phosphor und Schwefel vorgefunden. Das Vorhandensein von Sauerstoff und Eisen in den Schlackeeinschlüssen zeigt, dass es sich um silikatische und oxidische Schlackeneinschlüsse handelt. Ein direkter Nachweis der chemischen Verbindungen ist durch eine EDX-Analyse nicht möglich. Typisch ist aber der geringe Kohlenstoffgehalt.

Auffällig ist der sehr niedrige Kohlenstoffanteil. Durch das Herstellungsverfahren (Frischen, Puddelprozess) wird die Reduktion des Kohlenstoffs und anderer Begleitelemente bewirkt. Schwefel und Phosphor konzentrieren sich zum größten Teil in den zur Walzrichtung parallel liegenden Schlackezeilen, resultierend aus dem Paketieren, Schweißen und Walzen der Luppen, die typisch für Schweißseisen sind.

*Tabelle 3.3.-3: Chemische Analyse des Schweißseisens aus der Kieler Brücke (Querträgersteg)*

Probennummer	C	Mn	P	S
1	0.01012	0.114	0.281	0.01601
2	0.01142	0.110	0.273	0.01562
3	0.01058			0.01579
Mittelwert	0.0107	0.112	0.277	0.0158
heutige Anforderungen nach EN 10 025	<0.170	-	<0.045	<0.045
Vorschriften der DR von 1934 und 1936	<0.2	<1.2	<0.06 P+S<0.1	<0.06

### 3.4 Gefügeuntersuchungen

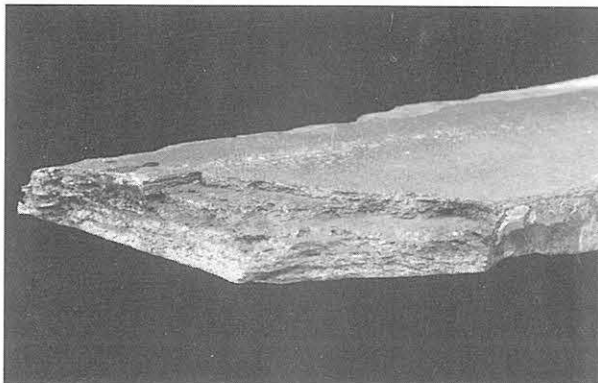
Das Bruchgefüge der Bruchflächen von runden Zugproben und der Ermüdungsrisssbereiche wurde im Rahmen der Studienarbeit von *J. Dittmann* [5] bearbeitet und wird hier mit in die Beschreibung der Bruchmechanismen und Bruchgeometrie einbezogen.

Die Bruchoberflächen der Proben aus dem Untergurt im Bereich des Risses (Lamelle) hatten über die ganze Bruchfläche mikroskopisch einen wabenbruchartigen Charakter. Der Werkstoff war demnach in der Lage, auf eine quasistatisch einwirkende Kraft in Walzrichtung (hier gleich der Hauptnormalspannung) zunächst durch Verformung zu reagieren. Es trat mikroskopisch ein fast reiner Verformungsbruch, gekennzeichnet durch Waben auf der Bruchfläche, ein. Der schichtenweise anisotrope Aufbau verhindert jedoch durch spröde Schlackenschichten eine ganzflächige makroskopische Einschnürung im Bereich des Bruches. Folge davon ist das Fehlen von Scherlippen im Randbereich der untersuchten Proben. Scherlippen sind typisch für Bruchflächen von heute produzierten homogenen Materialien, also beruhigt vergossenen und isotropen Stählen.

Auf den Bruchflächen der metallographisch untersuchten Zugproben Ki 12.1 - Ki 12.3 aus der Untergurtlamelle des im Großversuch gerissenen Querträgers wurde ein Volumenanteil der Schlackeneinschlüsse (die jedoch auch Eisen beinhalten) zwischen 5,39 und 9,55 Prozent ermittelt. Damit bestätigen sich hier Angaben von *Paulinyi* in [11], auf der Grundlage von Berichten von *Osman, Roe* und *Smith*, nicht, die besagen, dass der Schlackenanteil durch Schmieden und/oder Walzen bis auf nur 0,6 Prozent reduziert werden konnte.

Die wenigen untersuchten Bruchflächen zeigen eine eindeutige Proportionalität zwischen Schlackenanteil und Zugversuchsergebnissen auf. Je größer der prozentuale Anteil der Schlacke auf der Bruchfläche der Zugprobe ist, um so geringer war die Zugfestigkeit. Verallgemeinert werden könnte diese Aussage jedoch erst nach Bestätigungsversuchen an umfangreicheren Serien von Schweißseisenproben verschiedener Hersteller.

Es ist jedoch zu vermuten, dass auch hier, wie *Keck* 1868 in [12] schreibt, für Lamellen Flacheisen aus Luppen und Luppenstäben von minderer Qualität verwendet wurden: „Auf die Paketierung von Flacheisen wird



*Bild 8: Terrassenbruch im Querträgersteg mit Abstufungen und VerVerVersetzungen in der Bruchfläche*

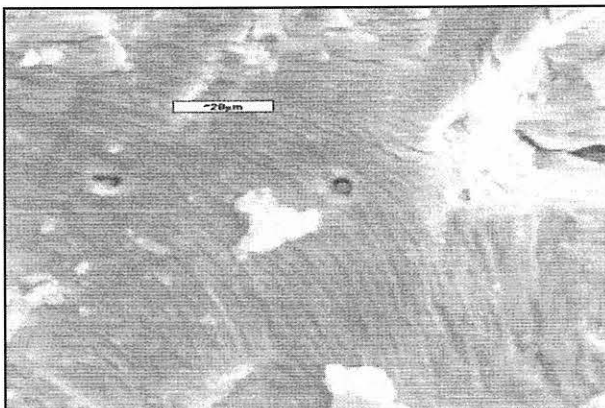


nicht immer große Sorgfalt verwandt; man benutzt zuweilen altes und häufig ungleichförmiges Material.“ Die niedrigeren charakteristischen Werte für das Material der Lamellen bestätigen diese Aussage.

Vorwegnehmend wird hier auch das Schadensteil aus dem Ermüdungsversuch Kie 1\_1 betrachtet. Die terrassenförmig abgestuften Bruchflächen (*Bild 8*) des Schadensteils aus dem Querträgersteg Kie 1\_1 (aus dem Bereich der Regenrinnendurchführung durch den Steg) wiesen demgegenüber Spaltflächen und Schwingungslinien (*Bild 9*) auf. Es handelt sich dabei um einen Mischbruch. Die Schwingungslinien deuten dabei eindeutig auf einen Ermüdungsriß hin, der entweder bereits unter Betriebsbedingungen oder aber während des Ermüdungsversuchs entstanden ist. Wegen der dünnen Korrosionsschicht auf den einzelnen terrassenförmig abgestuften Eisenschichten kann eine zeitliche Zuordnung der Entstehung des Risses nicht getroffen werden. Erschwerend kommt bei der Beantwortung dieser Frage hinzu, dass der Riss mit bloßem Auge bis zum Auseinandertrennen nicht entdeckt wurde, obwohl das nach Abschluss des Versuches (wegen Rissentstehung an anderer Stelle) herausgetrennte Bauteil unter idealen Beleuchtungsverhältnissen von mehreren erfahrenen Spezialisten betrachtet worden war. Der Riss war über die Stegmaterialdicke mehrfach versetzt und zum Teil bereits mit Korrosionsprodukten überzogen, was ein bereits länger zurückliegendes Auftreten des Risses vermuten lässt. Lokale Störungen der Bruchoberflächenstruktur lassen Reibung der Rissufer vermuten. Das Schadensteil aus dem Querträgersteg ist in *Bild 8* zu sehen.

Unter dem Rasterelektronenmikroskop wurden lokale Rastlinien (*Bild 9*) gefunden, die der Beweis für einen abschnittsweise stabilen Ermüdungsriß sind. In *Bild 10* kennzeichnet ein Pfeil den Abschnitt des Schadensteils im Querträgersteg, der mikroskopisch untersucht wurde.

Ergänzend wurde je ein Baumann-Abdruck des Quer- und Längsschliffes in der Ermüdungsrissumgebung angefertigt, der die Schwefelanteile durch chemische Reaktion des Schwefels mit dem Fotopapier sichtbar macht. Der Baumann-Abdruck lieferte zeilenartige den Schwefelanteil widerspiegelnde Streifen, so wie es für Schweißbeisen typisch ist.

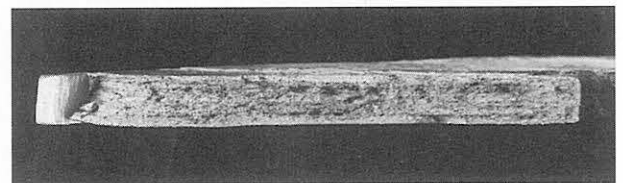


*Bild 9: Rastlinien auf der Bruchfläche des Querträgerstegs [5]*

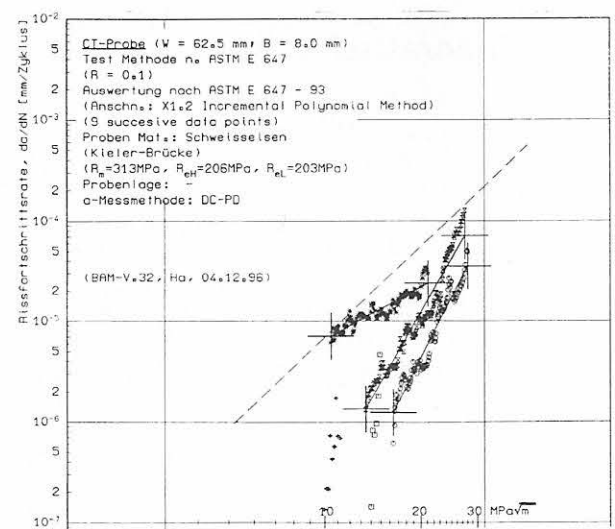
### 3.5 Rissfortschrittsuntersuchungen

Das Rissfortschrittsverhalten von Schweißbeisen ist durch starke Streuungen gekennzeichnet, so dass man nicht umhin kommt, in jedem Einzelfall objektbezogene Versuche durchzuführen. Bei den Versuchen zeigt sich die Tendenz des Schweißbeisens zu ungleichmäßigem Rissfortschritt. Phasen stark verzögerten Rissfortschritts sind vermutlich ein Zeichen für die Wirkung des hohen Anteils an Schlackeneinschlüssen, die ein „Herumirren“ und ein Neuinitiiieren bzw. Neuausrichten der Rissfront verursachen. Als obere Grenzkurve für Schweißbeisen ergibt sich nach den Versuchen in der BAM die aus der Literatur bekannte Gleichung nach Barsom [14] für den Rissfortschritt heutiger Stähle. Diese Aussage erhält auch für die im Rahmen dieser Versuche durchgeführten Rissfortschrittsuntersuchungen ihre Gültigkeit. Das Schweißbeisen weist in der Regel höhere Werte für die Rissfortschrittsrate auf, aber auch höhere Schwellenwerte.

Das Risswachstumsverhalten wird im allgemeinen mit Hilfe der Beziehung nach Paris (1) beschrieben. Der Vergleich der Versuchsergebnisse an drei Rissfortschrittsproben aus dem Querträgersteg (Risslage senkrecht zur Walzrichtung) ist in *Bild 11* im Vergleich zur graphischen Darstellung der Paris-Gleichung mit den aus der Literatur [17] bekannten Konstanten für das Risswachstum in perlitisch-ferritischen Stählen nach Barsom,



*Bild 10: Schadensteil aus dem Querträgersteg*



*Bild 11: Ergebnisse der Rissfortschrittsversuche an drei Proben (Schweißbeisen) aus dem Querträgersteg Kie 1 senkrecht zur Walzrichtung:  $da/dN = f(\Delta K)$*

$$\begin{aligned} da/dN &= C \cdot \Delta K^m \quad (1) \\ \text{mit } C &= 2,18 \times 10^{-13} \\ \text{und } m &= 3 \end{aligned}$$

dargestellt. Zwei der drei Versuche entsprechen den Bedingungen für die Gültigkeit des Versuches. Die wesentlich flachere Kurve beschreibt einen Versuch, dessen Ergebnis zu verwerfen ist, da der Riss schräg ( $>15^\circ$ ) in das Ligament lief und die Grenzwerte für die zulässi-

ge Abweichung des Winkels zur Rissachse überschritten wurde. Da es aber auch in der Praxis nicht auszu-schließen ist, dass der Riss durch Einschlüsse oder andere Fehlstellen abgelenkt wird, wurde das Ergebnis der Vollständigkeit halber hier mit aufgeführt, kann jedoch nicht für die Bestimmung der Materialkonstante  $\Delta K$  akzeptiert werden.

## 4 Versuchsprogramm für die Großversuche

Im Rahmen der folgenden Untersuchungen sind Versuche zum Ermüdungsverhalten von Bauteilen an vier Querträgern in drei Brückenabschnitten unter schwingender Einstufenbelastung durchgeführt worden. Die zu prüfenden Querträger sind original wie im Betriebszustand elastisch in die Hauptträger eingespannt.

### 4.1 Zielsetzung

Die Untersuchungen hatten das Ziel, die verbleibende Restnutzungsdauer der genieteten Altstahlbrückenkonstruktion über die Kieler Straße (im folgenden „Kieler Brücke“) unter häufig wiederholter Einstufenbelastung mit gegenüber der tatsächlichen Verkehrsbeanspruchung erhöhtem Lastniveau zu ermitteln. Die Lasteinleitung erfolgt in Anlehnung an die Schienenlage als simulierte Verkehrsbelastung in zwei Punkten direkt in den Querträger.

Bei den hier dokumentierten Ermüdungsversuchen waren insbesondere das Verhalten der Querträger sowie der Querträgeranschlüsse im Gesamtsystem der Brückenabschnitte von Interesse.

Bei bekannter Beanspruchung der Querträger im Gesamtsystem mit einer einstufigen zyklischen Belastung wird die sich aus dem Konstruktionstyp sowie dem Materialverhalten ergebende Beanspruchbarkeit im Versuch ermittelt. Eventuell vorhandene Fehler wie z. B. Anrisse bestimmen dabei die Ermüdungsbeanspruchbarkeit mit.

### 4.2 Theoretische Grundlagen

Im Wöhlerdiagramm ergibt die maximal ermittelte Spannungsdifferenz im Rissquerschnitt (ggf. durch Interpolation) zugeordnet der Anzahl der Lastwechsel bis zum Versagen des Brückenabschnitts im Versuch einen für die Konstruktion und das Material charakteristischen Punkt für die verbleibende Restnutzungsdauer der Konstruktion vom Demontagezeitpunkt an. Das Ergebnis des Ermüdungsversuches ist eine Aussage über die tatsächlich noch vorhandene Sicherheit der Konstruktion, die den Werten des rechnerischen Nachweises gegenübergestellt wird.

Das Ergebnis des Ermüdungsversuches bezieht sich auf den schwächsten Punkt der Konstruktion. Bei Ermüdungsversuchen sind die Beanspruchungen, die die Brücke in der Vergangenheit erfahren hat, für eine vergleichende Betrachtung zur Übertragung der Versuchsergebnisse auf andere Brücken des gleichen Konstruktionstyps aus der gleichen Zeitepoche wesent-

lich. Bei den ermittelten Spannungen für maximale Verkehrslast von bis zu  $20 \text{ N/mm}^2$  am Querträger und  $29 \text{ N/mm}^2$  am Hauptträger (vor der Demontage gemessen) hat jedoch der S-Bahn-Verkehr in diesem konkreten Fall nicht zur Ermüdung der Konstruktion beigetragen.

Der untere Grenzwert der Dauerfestigkeit beträgt z. B. für die Kerbgruppe 71 der Europäischen Konvention für Stahlbau (ECCS, TC6) an der Dauerschwingfestigkeitsgrenze bei  $10^8$  Lastwechseln  $29 \text{ N/mm}^2$ . Eine Konstruktion, die in die o. g. Kerbgruppe eingeordnet werden kann und maximal Spannungsdifferenzen unterhalb dieser Grenze ertragen muss, ist dauerschwingfest.

Die bilineare Wöhlerkurve für die Kerbgruppe ECCS 71 mit einer Neigung von  $m = 3$  bis  $5 \times 10^6$  und danach mit  $m = 5$  wurde bei den Versuchen in der BAM und bei aus der Literatur bekannten Großversuchen nicht unterschritten.

### 4.3 Brückenabschnitte für die Großversuche

Erstmalig wurden in der BAM Großbauteile als Konstruktionssysteme und nicht nur als einzelne Träger Ermüdungsversuchen unterzogen und damit der schwächste Punkt eines Gesamtsystems unter Ermüdungsbeanspruchung ermittelt. Ein kompletter Überbau ist in *Bild 5 auf Seite 12* dargestellt. Die Abmessungen der Universalprüfmaschine für maximale schwingende Beanspruchung bis  $900 \text{ kN}$  ermöglichten es, Trogbriickenabschnitte von ca.  $3,30 \text{ m} \times 4 \text{ m}$  zu prüfen. Entsprechend der Zeichnung auf *Bild 5* wurde der Überbau I in drei Abschnitte zertrennt, von denen zwei baugleich waren. Um den Erhaltungszustand der Brücke besser beurteilen zu können und eventuelle vorhandene Risse zu identifizieren, wurden die für Versuche vorgesehenen Brückenabschnitte zunächst mit Hilfe des Wirbelkammerverfahrens (Verwirbeln kleiner Kiesbestandteile mit Druckluft und Wasser) gereinigt und visuell untersucht.

Die beiden baugleichen Brückenabschnitte bestanden aus zwei  $4,30 \text{ m}$  langen Brückenabschnitten mit einem HT-Achsenabstand von  $3 \text{ m}$ . Der Brückenabschnitt sollte im Versuchsstand so gelagert werden, dass für die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens des mittleren der drei Querträger möglichst realitätsnahe Bedingungen vorherrschten. Es war vorgesehen, zunächst die beiden baugleichen Brückenabschnitte zu untersuchen. Sie werden im weiteren Text als Kie 1.1 und

Kie 1.2 bezeichnet. Danach sollte die Prüfung der mittleren beiden Querträger des dritten (in der Originalbrücke mittleren) Brückenabschnitts Kie 1.3 und Kie 1.4 folgen.

Nach der Vermessung der Konstruktion wurde zunächst der Korrosionszustand der Brückenabschnitte untersucht. An den Brückenabschnitten Kie 1.1 und Kie 1.2 wurden keine wesentlichen Korrosionsschäden beobachtet. Kleine Löcher im Schotterblech wurden vermutlich eher durch Reibung des Schotters als durch Korrosion verursacht. Darauf deuten auch regelrechte Abdrücke von Schotterstücken im Blech hin. Treibrostschäden waren in geringem Maß nur an den Steg- aussteifungen des Hauptträgers (s. auch Bild 3) und an den Buckelblechen in Auflagernähe zu finden. An der Innenseite war das Stegblech bis ca. OK Schotterbett rostnarbig mit Unebenheiten bis zu 3 mm Tiefe. Der Zustand der Hauptträgeraußenseiten ist aus der Sicht der Korrosion unbedenklich. Auf der Seite, auf der der Wartungssteg befestigt war, ist der Korrosionszustand des Stegbleches im Anschlussbereich des Wartungssteges geringfügig schlechter. Der Mittelbereich (am Anschluss des QT Kie 1.3) hat einen beschädigten Längsträger, der möglicherweise von einem Kriegs- oder Anfahrtschaden herrührt (s. Bilder 12 und 13). Da dieser Schaden den Ist-Zustand an der Brücke darstellte, wurde keine Reparatur vorgenommen, um den Einfluss derartiger Schäden mit zu berücksichtigen.



Bild 12: Rostnarbigkeit der Hauptträgerinnenseiten

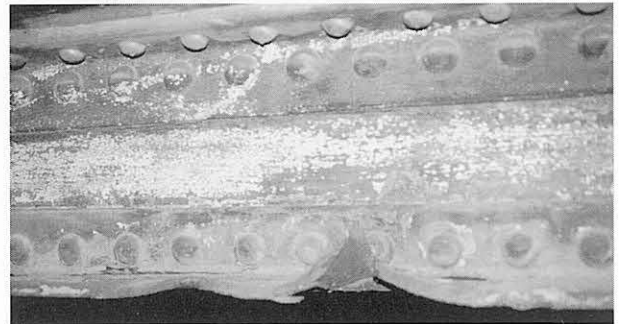


Bild 13: Beschädigter Längsträger am Anschluss an den Querträger Kie 1.3

## 5 Versuchseinrichtung für Großversuche

### 5.1 Prüfmaschine mit Kraftrahmen

Die Versuche wurden in einer 1 000 kN-Versuchseinrichtung, durchgeführt. Die Prüfmaschine ist für statische Versuche bis 1 000 kN und schwingende Beanspruchungen mit einer Oberlast bis 900 kN konzipiert. Die lichte Weite zwischen den durch ein Querhaupt verbundenen massiven Kraftrahmenstützen beträgt 3 360 mm. Auf dem Querhaupt ist ein 1000 kN Hydraulikzylinder mit Kraftmessdose der Firma Schenck angeordnet, der über eine Regeleinheit weg- oder kraftgeregelt gesteuert werden kann. Die Universalprüfmaschine befindet sich auf einem Aufspannfeld mit einem Grundraster von 640 x 640 mm, auf dem die Auflagerunterkonstruktion kraftschlüssig befestigt wird.

### 5.2 Versuchsanordnung

Durch die Lagerung des Brückenabschnittes sollten für das Querträgerverhalten möglichst realitätsnahe Verhältnisse geschaffen werden. Auf dem Aufspannfeld unter der Universalprüfmaschine (s. Pkt. 5.1) wurden zum Raster des Aufspannfeldes kompatible Aufbauteile als Unterkonstruktion für die zu prüfenden Brückenabschnitte so angeordnet, dass diese an allen vier Ecken aufgelagert werden konnten. Durch eine Hilfskonstruktion wurde der auf Rollen gelagerte Trogbriickenabschnitt gegen Verschieben in Brückenachse gesichert. Der Grundriss und der Schnitt des Brückenabschnittes Kie 1\_1 in der Universalprüfmaschine sind in Bild 14 und 15 dargestellt.

Die Bezeichnungen Li, Da, Ze und Ste geben die Orientierung der Brückenabschnitte im Versuchsstand der BAM an, Sie beziehen sich auf die benachbarten Stadtteile Lichterfelde, Dahlem, Zehlendorf und Steglitz.

Die realisierte Lösung sah vier Rollenlager vor, die auf der Seite STE einseitig gegen Verschieben gesichert wurden. Diese Widerlager sollten ein Verschieben in Längsrichtung vermeiden. Die Rollenlager wurden für den speziellen Zweck zum Einsatz in dieser Versuchsreihe bemessen und aus ST 70 gefertigt.

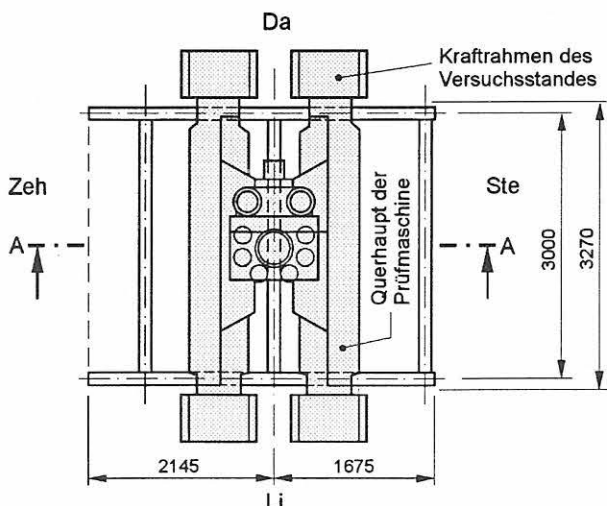
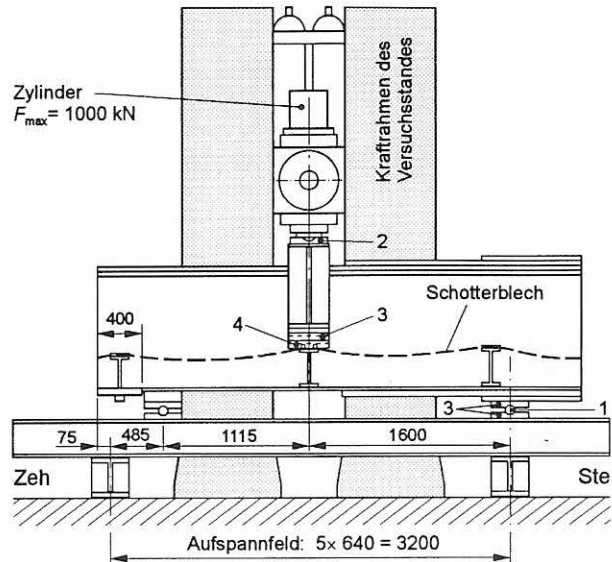


Bild 14: Grundriss des Brückenabschnitts Kie 1\_1 in der (Li, Da, Ste, Zeh; Orientierung des Prüfstandes in der Prüfhalle der BAM)



- 1 6 Stück Rollen  $\varnothing 80 \text{ St } 70$
- 2 vorhandene Lasteinleitungsplatte für Kalotte
- 3 8 Stück Auflagerplatten Typ B
- 4 2 Stück Auflagerplatten Typ A

Bild 15: Querschnitt durch den Versuchsaufbau mit Kennzeichnung der Auflagerteile und der Lasteinleitungskalotte

Wie aus Bild 16 ersichtlich ist, wurden als Adapter zwischen dem Raster der Aufbauteile auf der Oberseite der oberen Auflagerplatte Vertiefungen für die Nietköpfe des Brückenträgeruntergurts gefräst. Die Stabilität in Querrichtung wurde einerseits durch Seitenplatten an den Auflagerrollen und andererseits durch Distanzschrauben zwischen den Stützen des Prüfstandes und den Hauptträgerstegen gesichert.

Analog zu den Auflagerplatten der Rollenlager wurde auch die Lasteinleitung gestaltet. Aus dem Zylinder wird die Last über die Kalotte und eine Lasteinleitungsplatte mittig gelenkig in einen Lastverteilungsträger eingeleitet, der die Last wiederum über Rollenlager und Auflagerplatten, die achsial über dem zu prüfenden Querträger liegen, in diesen einträgt. Der aus Aufbauteilen zusammengesetzte Lasteinleitungsträger ist für die zu übertragenden Lasten und die zu erwartenden Lastspielzahlen bemessen worden.

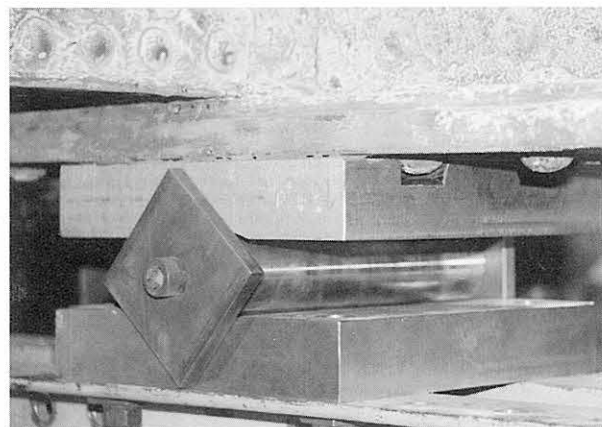


Bild 16: Auflagerdetail

### 5.3 Messkette und verwendete Messinstrumente

An den Versuchsträgern wurden Dehnungen und Wege (Durchbiegungen) gemessen. Die Messgrößen wurden analog als elektrische Signale mit Hilfe von linearen Dehnungsmessstreifen LY 120/10 sowie Rosetten der Fa. Hottinger und induktiven Wegaufnehmern erfasst. Beim Versuch am Querträger Kie 1.1 wurden in Intervallen von 100 000 LW bis zu messbaren Dehnungsänderungen, später in dichter Folge, Messungen unter statisch aufgebrachtener Oberlast durchgeführt.

Für die drei weiteren Versuche ist das Messwerterfassungssystem verändert worden. Mit Hilfe von MGC-Messverstärkern der Fa. HBM mit integriertem Analog-Digital-Wandler wurden die Signale verstärkt und die Spitzenwerte der Hüllkurve online am angeschlossenen PC verfolgt. Um die Datenmenge zu begrenzen, wurde alle 900 s – das entspricht bei einer Frequenz von 2 Hz je einem oberen und unteren Hüllkurvenspitzenwert in 15 min nach 1 800 Lastwechseln – im PC gespeichert. Die so gespeicherte Datenmenge erwies sich im Nachhinein als ausreichend für die Detektierung der Rissentstehung. Das Messwerterfassungssystem verfügt über eine Schnittstelle für die Steuerung und Regelung der Versuche. Die kraftgeregelte Versuchsdurchführung wurde über die angeschlossene Regelungseinheit der Serie 56 der Fa. Carl Schenck AG gesteuert.

### 5.4 Zerstörungsfreie Prüfmethoden

#### 5.4.1 Faseroptische Sensoren

Außer den bereits erwähnten Dehnungsmessstreifen und Wegaufnehmern wurden beim ersten Versuch im ermüdungsgefährdeten Bereich verschiedene faseroptische Sensoren angebracht und auf ihre Anwendbarkeit als Rissdetektor an Stahlkonstruktionen untersucht (Bild 17).

Im Institut für Erhaltung und Modernisierung von Bauwerken (IEMB) wurden durch entsprechende Vorbehandlung faseroptische Sensoren entwickelt, die ein ausreichend großes Verhältnis von Längs-(Nutz-) und Querdehnung haben und so die Anwendung an rissgefährdeten Querschnitten von Stahlkonstruktionen ermöglichen. Ein für dieses Material speziell entwickelter Kleber zum Applizieren der Fasern konnte durch silikati-

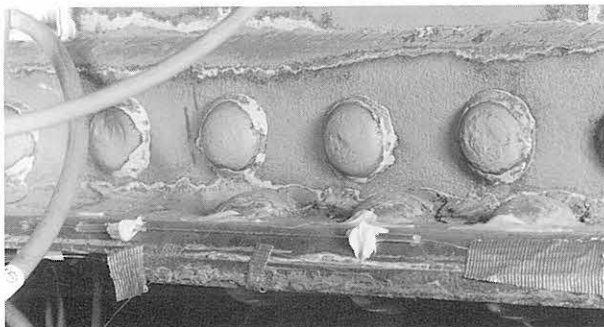


Bild 17: Sensibilisierter faseroptischer Sensor am letzten Nettoquerschnitt vor dem UG-Lamellenende

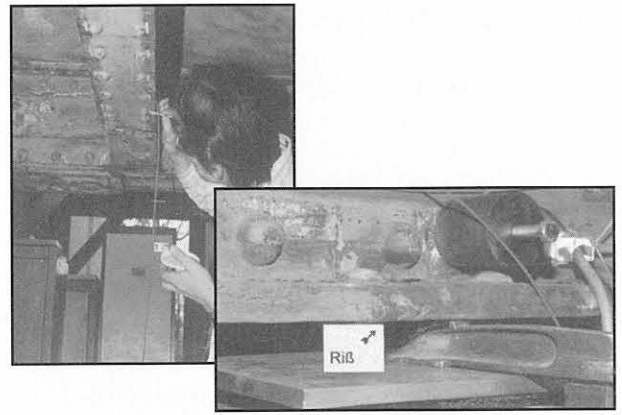


Bild 18: Applikation der faseroptischen Sensoren

sche Beimischungen besser an die E-Moduli des Trägermaterials und der Glasfaser angepasst werden (Bild 18).

Die Messungen mit den faseroptischen Gebern wurden vom IEMB übernommen. An anderer Stelle ist im einzelnen darüber berichtet worden [15].

#### 5.4.2 Schallemissionsanalyse

Mit Hilfe des Systems Model AMS3 der Fa. Vallen-Systeme GmbH wurden erste Untersuchungen zur Rissdetektierung mittels Schallemissionsanalyse (SEA) an Schweißeisenträgern durchgeführt. Das akustische Signal, das von einem wachsenden Riss bzw. von der Reibung der Rissufer eines vorhandenen Risses ausgeht, wird unter günstigen Umständen aufgenommen, möglicherweise dem Risswachstum zuzuordnende Geräusche (Ereignisse) werden herausgefiltert und durch die Auswertung der mit bis zu drei Kanälen gesammelten Signale soll der Riss, also die Schallquelle (Rissspitze) geortet werden. Bei diesen Labortests geht es zunächst darum, ob die vom Risswachstum ausgehenden Geräusche trotz der vielen zusätzlichen Signale (Schweißeisengefüge, Nietung, Reibung zwischen den Lamellen und Walzprofilen in der Fügung, Maschinengeräusche u. a.) derart herausgefiltert werden können, dass ein eindeutiges Risswachstumsgeschehen zu diagnostizieren ist. Bisher bestehen berechnete Zweifel an der Identifizierbarkeit des Risswachstums.

#### 5.4.3 Magnetpulververfahren

Zur Identifizierung von vorhandenen Rissen wird bei Flussstahl das Magnetpulververfahren angewendet, das hier auch auf seine Anwendbarkeit an Schweißeisenträgern untersucht werden sollte.

Zunächst werden aus der Statik die maximal beanspruchten Querschnittsbereiche ermittelt. Diese Querschnitte werden mit Hilfe eines Elektromagneten magnetisiert. Eine auf diese hochbeanspruchten magnetisierten Querschnittsbereiche aufgesprühte Emulsion mit einem Anteil von sehr feinen Eisenspänen zeigt Unregelmäßigkeiten im Magnetfeld an. Unter einer Lichtquelle mit ultravioletter Strahlung kann man so die Rissgeometrie erkennen. Spröde Farbreste sollten jedoch vor der Prüfung mindestens mit einer Drahtbürste entfernt werden, da sie die Risse verdecken.



## 6 Vorbereitende Berechnungen und Messwert- erfassungen

### 6.1 Vorabberechnung des Brückenelements

Für die Vorabberechnung des zu prüfenden Brückenabschnittes wurde das Programm RSTAB verwendet. Das Verhältnis von Ober- zu Unterlast sollte 1:10 ( $R = 0,1$ ) betragen. Maßgebend für die Ermüdung des Materials ist die Spannungsdifferenz, die aus der Ober- und Unterlast im kritischsten Querschnitt der Konstruktion entsteht. Die Mittelspannungsabhängigkeit sowie eine eventuelle Druckspannungsempfindlichkeit wurden demzufolge nicht betrachtet.

Auf der Basis der Vorversuche wurde die Berechnung mit zwei Einzellasten, die vom Arbeitszylinder über einen Lastverteilungsbalken direkt in den zu prüfenden Querträger eingeleitet wurden, durchgeführt. Die Ergebnisse werden in der Dokumentation der einzelnen Versuchsdurchführungen den gemessenen Werten gegenübergestellt.

### 6.2 Anordnung der Messstellen

Die Anordnung der Messstellen ist aus den zum jeweiligen Versuch gehörigen Anlagen

- Anlage A- Versuch Kie 1\_1
- Anlage B- Versuch Kie 1\_2
- Anlage C- Versuch Kie 1\_3
- Anlage D- Versuch Kie 1\_4

ersichtlich. Die ersten durchgeführten Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen im Versuch Kie 1\_1 ergaben, dass ein Großteil der Messstellen für die Ermüdungsrissentstehung nicht relevant ist. Es wurden sehr niedrige Werte gemessen (s. Punkt 2.2). Insbesondere der im ersten Versuch eng mit DMS bestückte Anschlussbereich der Querträger an die Hauptträger erwies sich als sehr steif und bezüglich der Höhe der Dehnungen unempfindlich gegen Ermüdung, wie noch im Detail berichtet wird. Aus diesem Grund wurde die Anzahl der Dehnungsmessstreifen bei den drei folgenden Versuchen auf die Messpunkte mit den maßgeblichen, sehr hohen Dehnungsdifferenzen beschränkt.

Die Lastdifferenzen wurden bei allen Versuchen kraftgerecht konstant gehalten. Der konstruktive Aufbau der betrachteten Querträger ist ebenfalls bei allen vier geprüften Querträgern annähernd gleich, so dass die einzige veränderliche Größe in den Versuchen der Zustand der äußerlich völlig gleichen Träger hinsichtlich innerer Vorschädigungen bzw. unsichtbarer, die Entstehung von Ermüdungsrissen begünstigender, vorhandener Kerben, gleich welcher Art, ist.

### 6.3 Messsystem

Um die Einstufenversuche zur Initiierung von Ermüdungsrissen bewerten zu können, wurden in den maximal beanspruchten Querschnitten des Querträgers sowie am Anschluss des Querträgers an den Hauptträger Dehnungsmessstreifen (Typ 10/120LY11 der Fa. Hottinger) zur Bestimmung des vorhandenen Deh-

nungsverlaufes (Spannungsverlaufes) appliziert. Die Hauptspannungsrichtungen am Anschluss des Querträgers an den Hauptträger wurden aus Dehnungen errechnet, die mittels Rosetten Typ 10/120RY11 gemessen wurden. Aus der Vorabberechnung ergaben sich die ermüdungsrelevanten Stellen des Querträgers. In Querträgermitte wurde zusätzlich die Durchbiegung verfolgt. Die Veränderung der Messerte sollte das Entstehen von Rissen und das Ermüdungsverhalten der kritischen Konstruktionsdetails (mit Änderungen im Spannungsfluss infolge einer Querschnittsänderung) möglichst frühzeitig anzeigen.

Vor jedem Versuch wurde eine Kanalbelegungstabelle als Datei (\*.kbl) und eine Sicherungsdatei (\*.sav) für die Speicherung der Messwerte vorbereitet. Die jeweils erste statische Messung vor Beginn der Versuche ist die Basismessung für den Vergleich von Veränderungen, die eventuell auf eine Rissentwicklung hindeuten könnten. Während des ersten Versuches Kie 1\_1 wurden die am DMS und am Wegaufnehmer gemessenen elektrischen Signale mit Hilfe von Messverstärkern vom Typ s-Net verstärkt und nach jeweils ca. 100 000 Lastwechseln bei einem statischen Versuch gemessen, an einem PC erfasst. Die Messwerte der statischen Versuche sind später mit Hilfe von Tabellenkalkulationsprogrammen ausgewertet und grafisch in Diagrammform dargestellt und bewertet worden (s. Anlagen).

Das Messsystem wurde für die folgenden drei Versuche als permanente Messwertaufzeichnung mit Hilfe des Messverstärkersystems MGC der Fa. Hottinger Baldwin Messtechnik weiterentwickelt. Bei jeder Ober- und Unterlast wurde mit unabhängig voneinander arbeitenden MGC-Verstärkereinschüben MC 55 der obere und untere Spitzenwert erfasst. Nach einer vorgegebenen Abtastrate wurden die Spitzenwerte in Form einer Hüllkurve für die maximalen und minimalen Dehnungen bzw. Wege gespeichert. Aufgrund früherer Versuche mit diesem dynamischen Spitzenwertaufzeichnungssystem hat sich eine Speicherrate von etwa einem Messwert pro 15 Minuten für Ermüdungsversuche an Großbauteilen mit niedriger Frequenz um 2 Hz als ausreichend erwiesen. Bei einer Frequenz von 2 Hz bedeutet das die Speicherung von einem Maximal- und Minimalwert pro 1800 Lastwechsel.

Außer Dehnungen und Durchbiegung wurden jeweils auch die Kraft und der Kolbenweg aufgezeichnet. Am Versuchskörper Kie 1\_1 haben wir ergänzend die Durchbiegungen des Hauptträgers mit einer mechanischen Messuhr gemessen und registriert.

Der Versuch am Trogbrückenteil Kie 1\_1 mit dem Versuchsaufbau entsprechend dem *Bild in Anlage A, Seite 1* begann am 28.05.94. Da die Dehnungen in diesem Versuch bei statischen Messungen erfasst und gespeichert wurden, konnten alle zur Verfügung stehenden Messkanäle für je einen DMS genutzt werden. 35 Dehnungsmessstreifen wurden an den detailliert zu untersuchenden Querschnitten appliziert (s. Anlage A, Seiten 1-4).

## 7 Versuchsdurchführung und Ergebnisse der Versuche am Versuchselement Kie 1\_1

In diesem ersten Versuch galt es, schwerpunktmäßig die Anschlusspunkte der Querträger an die Hauptträger und die rechnerisch höchstbeanspruchten Querschnitte an den Lamellenenden zu untersuchen.

### Anwendung zerstörungsfreier Prüfmethode

Vor Beginn des Versuches wurden faseroptische Sensoren über fast die gesamte Länge des Untergurtes des belasteten Querträgers angebracht. Der zum Anbringen verwendete Kleber musste durch geeignete Maßnahmen an das Trägermaterial Altstahl angepasst werden, um nicht bereits bei elastischen Verformungen zu reißen. Im Bereich des letzten Nietes der Untergurtlamelle wurde der Sensor sensibilisiert, um besonders empfindlich reagieren zu können.

Parallel zur Durchbiegungsmessung mit Hilfe eines elektrischen induktiven Wegaufnehmers wurden Durchbiegungen an mehreren Punkten des Brückenabschnittes mit Hilfe eines Laserstrahlsystems gemessen. Der aufgespreizte Laserstrahl (Breitbandlaser) traf auf eine Serie von Sensoren, die als Diodenkette ausgebildet waren. An einem Festpunkt hinter der Brücke war ein Referenzsensor für den Laser angebracht, mit dessen Signal eine Plausibilitätskontrolle der Teilsignale aus den Durchbiegungspunkten rechnerisch nachvollzogen werden konnte. Das hier erstmals unter Laborbedingungen an einem Brückenteil getestete System dient vor allem der Durchbiegungsmessung über unzugängliches Gelände (Wasser, tiefe Schluchten, stark befahrene Bahnanlagen).

Das bereits erwähnte **Schallemissionsverfahren** mit Hilfe des Systems Vallen wurde hier erstmals an einer Schweißkonstruktion getestet. Eine Vielzahl nicht zuzuordnender und sich überlagernder Signale wirkte sehr irritierend. Vorwegnehmend kann bereits hier erwähnt werden, dass keine für eine Rissentwicklung typischen Signale herausgefiltert werden konnten. Bei den weiteren Bauteilversuchen wurde daher auf die Installation des SEA-Systems verzichtet.

### Statisches System

Die Versuchslast wurde über einen Lasteinleitungsträger entsprechend dem Versuchsaufbau in Anlage A, Seite 1 und über eigens zu diesem Zweck angefertigte Rollenlager direkt in den zu prüfenden Querträger eingeleitet. Die beiden Lasteinleitungspunkte im Abstand von 1280 mm begrenzen einen Bereich konstanter Momentenverteilung. In diesem gleichmäßig beanspruchten Bereich wird am schwächsten Punkt das Ermüdungsversagen eintreten. Das Schema des statischen Systems mit der Lasteinleitung ist aus *Bild 12* ersichtlich.

### Lasten und Auflagerreaktionen

$P =$	$275 \pm 225 \text{ kN}$ ,
$P_{o/2} =$	$250 \text{ kN}$
$P_{u/2} =$	$25 \text{ kN}$
$A_0 = B_0 =$	$250 \text{ kN}$

$M_{Le} =$	$250 \text{ kN} \cdot 0,50 \text{ m} = 125 \text{ kNm}$
$M_{max} =$	$250 \text{ kN} \cdot 0,86 \text{ m} = 215 \text{ kNm}$
$P =$	$250 \pm 200 \text{ kN}$ (ab 6 334 LW)
$P_{o/2} =$	$225 \text{ kN}$
$P_{u/2} =$	$25 \text{ kN}$

Auflagerreaktion am HT-Anschluss

Moment am Lamellenende

Moment zwischen den Lasteinleitungspunkten

### Gemessene und rechnerische Spannungen aus $P_0$

E-Modul für Schweißbeisen (gerundet auf der Basis der Zugversuche):  $E = 180\,000 \text{ N/mm}^2$

Max. Widerstandsmoment in der Zugfaser ohne Lamelle:  $W_{ol} = 1080,88 \text{ cm}^3$

Max. Widerstandsmoment in der Zugfaser mit Lamelle:  $W_{ml} = 1425,34 \text{ cm}^3$

Widerstandsmoment im Nettoquerschnitt (Schwerachse verschoben)  $W_n = 1095,90 \text{ cm}^3$

Eine Übersicht über die detaillierte Lage der in *Tabelle 7.1* enthaltenen Messpunkte gibt *Bild 19*.

## 7.1 Versuchsdurchführung, Dokumentation

Eine erste statische Messung am 28.05.94 ergab im kritischsten Messerschnitt bei  $P_0 = 500 \text{ kN}$  ( $P_{max} = 650 \text{ kN}$ ) eine max. Dehnungsdifferenz von  $594 \mu\text{D}$  (DMS 1),  $= 124 \text{ N/mm}^2$  für  $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $106,9 \text{ N/mm}^2$  für  $E = 180\,000 \text{ N/mm}^2$ . Bis zur zweiten statischen Messung nach 6334 Lastwechseln wurde mit  $P_0 = 500 \text{ kN}$  und  $P_u = 50 \text{ kN}$  belastet ( $P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}$ ).

Ab dem zweiten Versuch ist die Oberlast auf  $450 \text{ kN}$  und die Unterlast auf  $50 \text{ kN}$  festgelegt worden. Belastet wurde in jedem Fall mit einer Frequenz von  $2 \text{ Hz}$ , das entspricht etwa der Frequenz der S-Bahnüberfahrt im Betriebszustand. Im Vergleich mit späteren Messungen wird diese Messung als Nullmessung bewertet und die Dehnungsentwicklung mit dem Basiswert dieser 1. Messung verglichen. Im Einzelnen wurden während des Versuches und zum Zeitpunkt der Messungen folgende Veränderungen beobachtet:

- 1. Messung:** 0 Lastwechsel (LW), 28.05.94  
Basismessung bis  $650 \text{ kN}$ , Laststufe  $500 \text{ kN}$  zum Vergleich mit allen weiteren Messungen. Das Trogbrückensystem war zu diesem Zeitpunkt ohne sichtbare äußere Schäden. Montage der faseroptischen Sensoren,  $P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}$ ,  $f = 2 \text{ Hz}$
- 2. Messung** nach 6 334 LW, 02.06.94  
Reduzierung der Schwingbeanspruchung auf  $P_m = 250 \pm 200 \text{ kN}$ ,  $f = 2 \text{ Hz}$
- 3. Messung** 100 521 LW, 10.06.94  
Keine äußerlich erkennbaren Schäden, statische Messung mit Schritten bis  $500 \text{ kN}$ , Installation der Messuhren am Hauptträger/Anschluss des belasteten Querträgers,  $P_m = 250 \pm 200 \text{ kN}$ ,  $f = 2 \text{ Hz}$



Tabelle 7.1: Anfangsmesswerte und Rechenwerte für die maximal beanspruchten Querschnitte

Rechnerische Spannung	mit $W_{oL}$	mit $W_{mL}$	mit $W_n$		
Querschnitt: Lamellenbeginn	115,7	87,7	114,1		
Querschnitt: zwischen den Lasteinleitungspunkten	–	126,7	164,8		
DMS	1 QT-Mitte	21 Lamellenende, Li	22 Lamellenende, Li	24 Lamellenende, Da	25 Lamellenende, Da
max. gemessene Dehnungen (nach 0 LW)	597,1	451,7	492,7	510,2	448,8
umgerechnete Spannung $E = 180\ 000\ N/mm^2$	107,5	81,3	88,7	91,8	80,8
umgerechnete Spannung $E = 210\ 000\ N/mm^2$	125,4	94,9	103,5	107,1	94,2

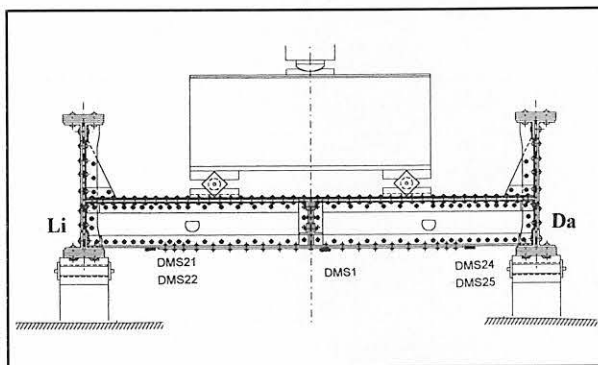


Bild 19: Lage der in Tabelle 7 aufgeführten DMS

**4. Messung** nach 133 379 LW, 15.06.94

Keine wesentlichen Dehnungsänderungen, keine äußerlich erkennbaren Schädigungen,

$$P_m = 250 \pm 200\ kN, f = 2\ Hz$$

**5. Messung** nach 206 334 LW, 15.06.94

Keine Veränderungen außer geringfügiger Roststaubentwicklung infolge Reibung im Bereich der Lasteinleitungspunkte

$$P_m = 250 \pm 200\ kN, f = 2\ Hz$$

**6. Messung** nach 306 334 LW, 16.06.94

deutliche Dehnungserhöhung an beiden Winkelunterseiten am Lamellenende bei Oberlast, die Dehnungsdifferenzen ändern sich kaum, da die Dehnungserhöhung bei Entlastung als scheinbare plastische Veränderung verbleibt. Es wird vermutet, dass im verdeckten Bereich der Winkel eine Rissentwicklung einsetzt. Trotz zielgerichteter visueller Untersuchung war im relevanten Bereich zwischen den Lasteinleitungspunkten noch kein Riss sichtbar. Das Dehnungsfeld einer Querträgerhälfte hat sich verändert. Die Hauptdehnungsrichtungen, berechnet aus den Messwerten der am Anschluss HT/QT angebrachten Rosette waren signifikant verändert (s. Bild 20).

$$P_m = 250 \pm 200\ kN, f = 2\ Hz$$

**7. Messung** nach 356 334 LW, 17.05.94

Am vertikalen Schenkel des Untergurtwinkel stiegen die nach dem statischen Versuch verbleibenden Dehnun-

gen um weitere 35% auf  $71\ \mu D$  an. Die zwischen Ober- und Unterlast auftretende Dehnungsdifferenz blieb annähernd unverändert. Voraussichtlich ist in diesem eine Schädigung zu erwarten bzw. schon eingetreten. Außer der Erhöhung der verbleibenden Dehnung war lediglich zu beobachten, dass die Farbe über den gesamten Mittelbereich zwischen Untergurtlamelle und Untergurtwinkel abbröckelte. Zur Identifikation der eventuellen Entstehung von plastischen Dehnungen ist die Beibehaltung von spröder Anstrichsysteme vorteilhaft, da bei neueren elastischen Farben derartige Veränderungen unbemerkt unter der Korrosionsschutzschicht ablaufen.

$$P_m = 250 \pm 200\ kN, f = 2\ Hz$$

**8. Messung** nach 406 334 LW, 20.06.94

Gegenüber dem 6. Versuch traten keine wesentlichen Veränderungen auf. Der erwartete Riss zwischen den Lasteinleitungspunkten war noch nicht sichtbar. Die bei Entlastung in den DMS verbleibenden Dehnungen waren nahezu konstant (s. Bild 14 mit den DMS am Untergurt).  $P_m = 250 \pm 200\ kN, f = 2\ Hz$

**9. Messung** nach 556 334 LW, 21.06.94

Unterhalb der Lasteinleitung Seite Da war der Untergurtwinkel auf der Seite Ze völlig durchgerissen. Der Riss verlief durch die Untergurtlamelle bis zum Nietloch auf der Seite Ste und zusätzlich durch den waa-

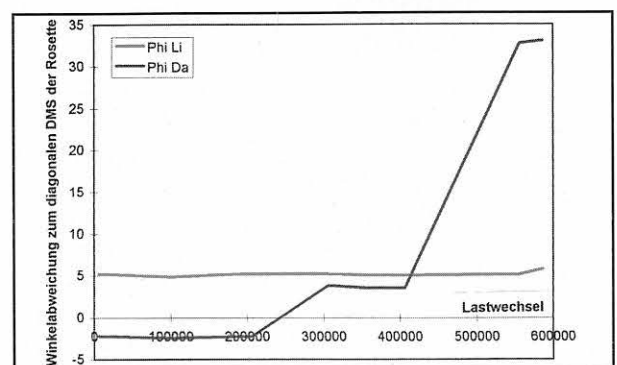


Bild 20: Veränderung der Hauptdehnungsrichtungen an den Dehnungsrosetten am Anschluss QT/HT

gerechten Schenkel des Untergurtwinkelschenkels im Nettoquerschnitt unterhalb der Lasteinleitung bzw. der unverstärkten Regenrinnendurchführung. Die Dehnungsmessstreifen im Untergurt zeigten wesentlich geringere Dehnungen (s. Anlage A, Seite X).

$$P_m = 250 \pm 200 \text{ kN}, f = 2 \text{ Hz}$$

**10. Messung** nach 585 205 LW, 21.06.94

Nach dem Fotografieren des Risses mit und ohne Last, wurde der Versuch fortgeführt. Es erfolgte eine weitere Umlagerung von Dehnungen infolge des Risswachstums im vertikalen Gurtwinkelschenkel. Es wurde beschlossen, das statische System durch Abstützen des Querträgers im Rissbereich zu verändern und damit ein maximales Moment am anderen Lamellenenden zu erzeugen. Ziel war die Initiierung eines weiteren Ermüdungsrisses am hoch beanspruchten Untergurtwinkel am Lamellenende.

Interessant war die Feststellung, dass sich entgegen den vorherigen Erwartungen die Durchbiegungen weder in Querträgermitte (induktive Wegaufnehmer) noch am Hauptträger (mechanische Messuhren) signifikant veränderten. Eine deutliche Zunahme der Durchbiegungen trat erst auf, nachdem der Untergurt schon deutlich sichtbar gerissen war (s. Bild 21).

Als Grenzwert für das Abschalten des Belastungssystems während des Einstufenversuches ist die Vorgabe eines Grenzwertes für den externen Weg jedoch geeignet. Ein plötzliches instabiles Risswachstum trat trotz des völlig durchgerissenen Untergurtes nicht auf.

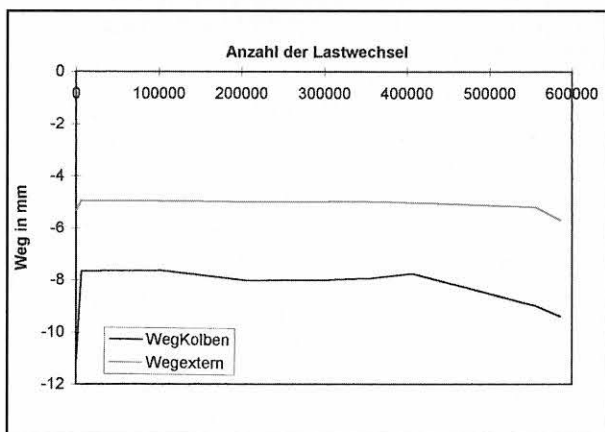


Bild 21: Veränderung der Durchbiegungen und des Kolbenweges während des kraftgeregelten Versuches Kie 1.1

## 7.2 Bewertung der Rissentstehung

Während der harmonischen kraftgeregelten einstufigen Ermüdungsbeanspruchung wurden die relevanten Querschnitte mit dem bloßen Auge beobachtet. Es zeigten sich bereits Veränderungen der Messergebnisse nach Entlastung des Systems zu einem Zeitpunkt, an dem visuell noch kein Riss erkennbar war. Ein Schaden im System wurde schon sehr frühzeitig (nach 206 000LW) wegen der Veränderung der Hauptspannungsrichtung am oberen Anschlusspunkt des geprüften Querträgers an den Hauptträger vermutet. Trotz gezielter visueller Untersuchung des betroffenen Bereiches waren keine Schädigungen auffindbar. Der

sichtbare Riss trat relativ kurzfristig auf, deutete sich jedoch längerfristig (ca. 150 000 LW vorher) durch das Auftreten bleibender Veränderungen ebenfalls bereits nach 206 000 TLW in den entlasteten DMS der Zugbereiche (bis ca. 1m) um den später entdeckten Riss herum an. Diese Entwicklung ist aus der Gegenüberstellung der Dehnungsentwicklung an den Lamellenenden in der Grafik in Anlage A ersichtlich.

Erste Vermutungen, man könnte eine Rissentstehung durch Veränderungen der Hauptspannungsrichtungen an den Anschlusspunkten des gerissenen Querträgers an den Hauptträger infolge der Rissentstehung identifizieren, bestätigten sich in diesem Versuch. Die Auswertung der Hauptspannungsrichtung in den am Anschlusspunkt QT/HT applizierten Rosetten ergab große Differenzen an den beiden spiegelbildlich angebrachten Rosetten in den Obergurtecken. Die Tabelle 7.2 gibt den Überblick über die Veränderung der Hauptspannungsrichtung in den Anschlusspunkten Winkel f (entsprechend Skizze).

Tabelle 7.2: Änderung der Hauptspannungsrichtungen am Anschluss QT/HT

LW	Seite DA			Seite LJ		
	$\epsilon_x$	$\epsilon_y$	$\Phi[^\circ]$	$\epsilon_x$	$\epsilon_y$	$\Phi[^\circ]$
6334	401	- 321	- 2.22	381	- 314	5.18
133 379	399	- 323	- 2.45	378	- 316	4.82
206 334	404	- 317	- 2.26	382	- 309	5.21
306 334	559	- 311	3.80	390	- 312	5.17
356 334	560	- 314	3.46	389	- 306	5.02
406 334	560	- 314	3.52	390	- 310	5.01
556 334	68.5	- 20.5	32.73	187	- 177	5.13
586 205	77.5	- 24.5	33.04	177	- 177	5.74

In Bild 20 sind die Veränderungen der Winkel der Hauptspannungsrichtungen am Anschluss des gerissenen Querträgers an den Hauptträger deutlich sichtbar.

Als nicht ganz optimal erwiesen sich die statischen Messungen, die jeweils nur bei Unterbrechung der schwingenden Beanspruchung stufenweise erfolgten. Ab dem zweiten Versuch ist daher eine kontinuierliche Messwerterfassung vorgesehen, bei der die maximalen und minimalen Dehnungen als obere und untere Hüllkurve ausgewählter Dehnungsmessstreifen während des Versuches online am Bildschirm des Computers verfolgt werden können.

## 7.3 Vergleich der Beobachtungen bei verschiedenen Rissdiagnosemethoden (Dehnungsmessung und faseroptische Sensorik)

Auf der Unterseite des QT-Untergurtes wurde über die gesamte QT-Länge eine Faserschleife hin- und zurückgeführt. Bei einer Abtastrate von einem Messwert pro Minute wurde jeweils der momentane zufällige Dehnungswert im Dauerschwingzyklus gespeichert. Nach ca. 628 000 LW führte die Rissöffnung im Stahlträger zum Reißen der Faser. Mit Hilfe eines Rückstreuungsmessgerätes wurde aus der Laufzeitauswertung der Rissquerschnitt zuverlässig diagnostiziert. Die Faser-

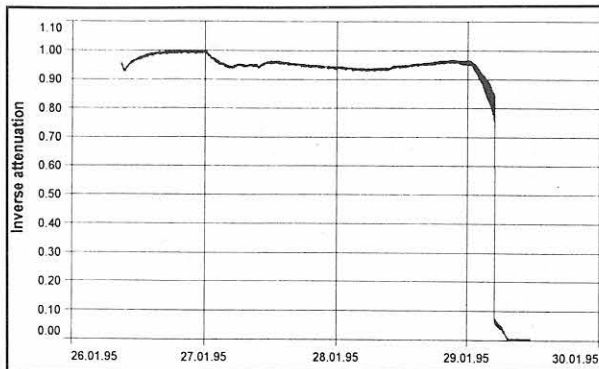


Bild 22 : Dehnungsverlauf im faseroptischen Sensor bis zum Riss des Untergurtwinkels (hier: Dehnungsverlauf für das Element Kie 1\_2)

## 8 Versuchsdurchführung und Ergebnisse der Versuche am Versuchselement Kie 1\_2

Der Brückenabschnitt Kie 1\_2 hat identische Abmessungen wie der vorangegangene Trogbrückenabschnitt Kie 1\_1. Die Lasteinleitung wurde verändert, um den Bereich über der unverstärkten Regenrinnendurchführung im Steg nicht maßgeblich zu beeinflussen. Zu diesem Zweck wurden die Lasteinleitungspunkte im Abstand von nunmehr 1920 mm (Versuch Kie 1\_1: 1280 mm) angeordnet. Außerdem sollte die Querkraft im Anschluss QT/HT erhöht werden. Der Querschnitt der Versuchsanordnung ist der Anlage B zu entnehmen.

### 8.1 Versuchsdurchführung, Dokumentation

Der Versuch am Brückenteil mit dem Versuchsaufbau entsprechend dem Bild, Anlage B, Seite 1, begann am 29.09.94 mit einem statischen Versuch zur Identifikation des vorhandenen statischen Systems. Die Messreihe wurde als Basisinformation gespeichert. Da die Dehnungen während des laufenden Versuches kontinuierlich als Spitzenwerte in Form von Hüllkurven des Dehnungsverlaufes erfasst und digital gespeichert wurden, konnten die Hüllkurven und damit die momentane Dehnungsentwicklung stets online am Bildschirm verfolgt werden. Statische Messungen waren nur noch zur Kontrolle erforderlich. Es war so möglich, während des Schwingens bereits geringfügige Veränderungen der Dehnungen zu beobachten. Alle 1 000 Sekunden (= 2 000 LW) wurde ein Messwert gespeichert. Parallel zur Dehnungs- und Durchbiegungsmessung wurden faseroptische Sensoren installiert.

#### Statisches System

Die Versuchslast wurde über einen Lasteinleitungsträger entsprechend dem Versuchsaufbau in Anlage B, Seite 1, und über die Rollenaufleger direkt in den zu prüfenden Querträger eingeleitet. Die beiden Lasteinleitungspunkte im Abstand von 1920 mm begrenzen einen Bereich rechnerisch konstanter Momentenverteilung. Das Schema des statischen Systems mit der Lasteinleitung ist aus Bild 23 ersichtlich:

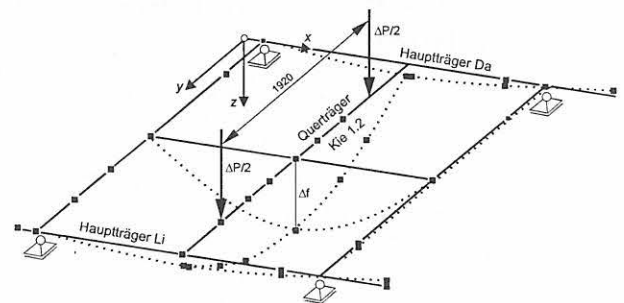


Bild 23: Veränderte Lasteinleitung

#### Lasten und Auflagerreaktionen

$$P = 275 \pm 225 \text{ kN}$$

$$P_{o/2} = 250 \text{ kN}$$

$$P_{u/2} = 25 \text{ kN}$$

$$A_o = B_o = 250 \text{ kN}$$

Auflagerreaktion am HT-Anschluss

$$M_{Le} = 259 \text{ kN} \cdot 0,05 \text{ m} = 12,5 \text{ kNm}$$

Moment am Lamellenende

$$M_{max} = 250 \text{ kN} \cdot 0,54 \text{ m} = 135 \text{ kNm}$$

Moment zwischen den Lasteinleitungspunkten

#### Berechnete und vor Versuchsbeginn im ersten statischen Versuch ermittelte Dehnungen, $P_o = 500 \text{ kN}$

Die asymmetrische Dehnungsverteilung (s. Tabelle 8.1, S. 26) ließ sich durch Zentrieren der Lasteinleitungspunkte und geringfügiges Verschieben des Brückenabschnittes nicht beseitigen. Vermutlich wird infolge dieser Asymmetrie das Versagen auf der Seite Da/Ze (DMS 11) eintreten. Das System ist durch eine zusätzliche Torsion des Querträgers beansprucht. Es wurde festgelegt, den Versuch trotzdem fortzuführen, jedoch die Ergebnisse nur lokal zu bewerten.

Tabelle 8.1: Vorabberechnung der Dehnungen und erste Messergebnisse (N/mm<sup>2</sup>,  $\nu D$ )

rechnerische Spannung	Mit $W_{oL}$	Mit $W_{mL}$	Mit $W_n$		
Querschnitt: <b>Lamellenbeginn</b>	115.7	87.7	133.0		
Querschnitt: <b>zwischen den Lasteinleitungspunkten</b>	-	94.7	123.1		
DMS	1 QT-Mitte	8 Lamellenende, Li	9 Lamellenende, Li	10 Lamellenende, Da	11 Lamellenende, Da
max. gemessene Dehnungen (nach 0 LW), ( $\Delta\epsilon$ )	308, (263)	491, (445)	564, (482)	533, (486)	617, (531)
umgerechnete Spannung $E = 180\,000\text{ N/mm}^2$	55.4	88.4	101.5	95.9	111.0
umgerechnete Spannung $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$	64.7	103.1	118.4	111.9	129.6

## 8.2 Kontinuierliche Dehnungsentwicklung bis zur Rissentstehung

Nachdem während der ersten statischen Messung die Messpunkte mit den maximalen Dehnungen ermittelt worden sind, wurden die Messkanäle ausgewählt, die online als Grafik der oberen Hüllkurve der sinusförmigen Schwingungsamplitude am Bildschirm verfolgt werden sollten. Die DMS 9 und 11 auf der höher beanspruchten Querträgerseite wurden zusätzlich zu Kraft und Durchbiegung als momentane Zahlenwerte auf dem Bildschirm angezeigt. Für die Online-Grafik wurden die Werte der oberen Hüllkurve der DMS 8,9 (Seite Li), 10, 11 (Seite Da) am Lamellenende-Untergurt des Querträgers, sowie DMS 24 (Untergurtwinkeloberseite) im Bereich des ersten Nietanschlusses zwischen Winkel und Lamelle, Seite DA ausgewählt. Zusätzlich wurde die untere Hüllkurve (Minimalwerte) des maximal beanspruchten DMS 11u dargestellt.

Nach 60 Messungen (= 36 000 LW) wurden die Abtastpunkte der Hüllkurve korrigiert. Veränderungen der Dehnungen waren zu diesem Zeitpunkt noch nicht zu verzeichnen.

Während der kontinuierlich verlaufenden Messungen wurden folgende Beobachtungen registriert:

### 1. statische Messung

nach 0 LW, 29.09.94; keine äußerlich erkennbaren Schädigungen, asymmetrische Dehnungen (Lasteinleitung nicht ideal asymmetrisch möglich)

$$P_m = 275 \pm 225\text{ kN}, f = 2\text{ Hz}$$

### 1. dynamische Messung

Beginn der Messungen: 01.10.94; Bis 124 323 Lastwechsel keine äußerlich erkennbaren Schädigungen

$$P_m = 275 \pm 225\text{ kN}, f = 2\text{ Hz}$$

### 2. Statische Messung

nach 124 323 LW, 11.11.94; Der Vergleich der Messungen ergab keine Veränderungen der Dehnungen gegenüber dem 1. statischen Versuch. Die Dehnungen gingen nach der Entlastung des Systems auf ~ Null zurück  $P_m = 275 \pm 225\text{ kN}, f = 2\text{ Hz}$

### 1. dynamische Messung

Fortführung ab 11.11.94 bis 20.12.94

Bis 593 004 LW waren an den Dehnungsmessstreifen keine deutlichen Veränderungen sichtbar, beobachtet wurden, jedoch am Längsträgeranschluss an den QT, Seite Ste eine starke Bewegung des Anschlusswinkels mit Staubrostentwicklung. Bis 1 424 914 LW waren keine Abweichungen der Hüllkurven von der Geraden erkennbar,  $P_m = 275 \pm 225\text{ kN}, f = 2\text{ Hz}$

### 2. dynamische Messung

ab 20.12.94 bis 26.01.95

Beginnend mit dem 16.1.95 (2.129 Mio LW) war eine kontinuierliche Reduzierung der Dehnungswerte am DMS 8, obere Hüllkurve, zu beobachten. Nach 2 829 Mio. LW riss der faseroptische Sensor. Aus den Rückstreuwerten konnte die Lage des Risses am ersten Nietloch des Lamellenanschlusses bestimmt werden. Das Hydrauliksystem schaltete sich bei Erreichen des Grenzwertes für die Durchbiegung bei 2 907 Mio. LW automatisch ab.

### 3. statische Messung

2.907 Mio. LW, 11.04.95

Bei der statischen Messung in Laststufen von 100 kN wurde für  $P_{max}$  eine maximale Rissöffnung am horizontalen Winkelanschluss von 0,1 mm ermittelt.

Die nach der Entlastung im DMS verbleibenden Dehnungen sind in der *Tabelle 8.2* enthalten. Eine maximale Druckbeanspruchung war im DMS 4 (horizontaler Winkel in QT-Mitte) mit  $90\ \mu D$  verblieben. Der maximal zugbeanspruchte Bereich lag am Lamellenende mit dem Riss (DMS 8).

## 8.3 Laständerung zur Versuchsfortführung

Während der Weiterbelastung (25 565 LW mit  $P_m = 275 \pm 225\text{ kN}, f = 2\text{ Hz}$ ) riss der Anschlusswinkel des Längsträgers an den geprüften Querträger fast völlig durch (*s. Bilder in Anlage B*). Der Riss am ersten Niet des Lamellenanschlusses hatte zu diesem Zeitpunkt eine Rissöffnung von 0,14 bis 0,15 mm.

Es ergab sich nun die Frage, wie sich die Konstruktion mit einem derartigen Schaden (einseitig durchgerissener Untergurtwinkel) weiterhin unter Beanspruchungen verhält, die wir während der Messungen unter Verkehr im Jahr 1989 ermittelt hatten.

Am 13.04.95 begannen die Versuche. Aus einer statischen Messung der Dehnungen an den Messpunkten, die auch während der Messungen unter S-Bahnverkehr gewählt worden waren, wurde die Oberlast mit 80 kN ( $P_m = 45 \pm 55$  kN,  $f = 3$  Hz) festgelegt und maximale Dehnungen von 160  $\mu\text{m}$  erreicht. Um die Versuchsdauer zu beschränken, wurde die Belastungsfrequenz zunächst auf 3 Hz erhöht und nach weiteren 288 296 LW auf 4 Hz, nach insgesamt 1,37 Mio. LW wurde der Versuch abgebrochen, da sich keine signifikanten Änderungen ergaben. Die Rissöffnung im Untergurtwinkel am Lamellenende blieb bei 0,14 bis 0,15 mm.

## 8.4 Bewertung der Rissentstehung

Auf der Grundlage der Berechnung für das vorhandene statische System war abgeschätzt worden, dass der Ermüdungsriß am ersten Anschlussniet der Lamelle an den Untergurtwinkeln eintreten würde. Zusätzlich zur vertikalen äußeren Last entstand im Versuch eine zusätzliche Querbeanspruchung, die sehr unterschiedliche Dehnungen an den beiden Lamellenenden erzeugte. Überraschend war es jedoch, dass der Ermüdungsriß nicht an dem Lamellenende entstand, an dem mit ca. 617  $\mu\text{D}$  die maximalen Dehnungen vorherrschten, sondern am entgegengesetzten Lamellenende, an dem zu Versuchsbeginn nur 491  $\mu\text{D}$  gemessen wurden. Als Ursache müssen die starken Inhomogenitäten und Schlackeanteile im Material vermutet werden.

Beim Entstehen von Ermüdungsrisen können Einflüsse auf den Spannungszustand im näheren Rissbereich und in der weiteren Umgebung deutlich unterschieden werden. Infolge der Rissentstehung kommt es offensichtlich zu Spannungsumlagerungen, die sowohl in Form der Zugspannungsreduzierung im rissnahen Bereich, aber auch durch z.T. kurzzeitige Spannungserhöhung während des Rissdurchlaufes durch den betreffenden Querschnitt erkennbar sind. Längerfristig kündigt sich der zukünftige Riss ausschließlich an DMS in direkter Nähe des Risses durch kontinuierliches Absinken der Dehnungen an.

Tabelle 8.2: Verbleibende Dehnungen und Stauchungen nach Entlastung des Systems nach 2,9 Mio. Lastwechseln in  $\mu\text{D}$

Bei Entlastung des Systems im DMS verbleibende Dehnungen						
	D2/S3	D3/S3	D4/S3	D5/S3	D6/S3	D7/S3
D2/S3	21.4	8..54	90.46	-5.8	-3.86	-15
D8/S3	-48.74	-9	-11.6	-52.86	27.06	-16.4
D15/S3	-1.66	27.86	19.46	-11.6	8.4	-3.46
D23/S3	25.4	-19.26	-41.6	-46.2		

## 9 Versuchsdurchführung und Ergebnisse der Versuche am Versuchselement Kie 1\_3

Am verbleibenden Mittelabschnitt der Kieler Brücke Kie 1 wurden beide Querträger nacheinander einer Einstufenbelastung ausgesetzt. Beide Träger waren während ihrer Nutzungsdauer genau gleichen Betriebslasten ausgesetzt. Die geprüften Querträger wurden mit Kie 1\_3 und Kie 1\_4 bezeichnet. An einem der beiden Querträger wurden die beiden Endniete der Lamellen gegen HV-Schrauben ausgetauscht, um den vermuteten positiven Effekt auf die Ermüdungsfestigkeit auch bei schweißeisernen Konstruktionen zu verfolgen

Die Dehnungsmessstreifen wurden exakt an den gleichen Messstellen appliziert, wie im vorangegangenen Versuch. Damit bestanden – als neue Aufgabenstellung – die besten Voraussetzungen, um den Einfluss des Austauschs der letzten Niete des Lamellenendes am Untergurt zu untersuchen. Auf diese Weise sollte die Wirksamkeit der HV-Schrauben als eventuelle Nutzungsdauerverlängernde Maßnahme nicht nur am Einzelbauteil, wie aus der Literatur bekannt, sondern am kompletten Brückenabschnitt untersucht werden.

### 9.1 Versuchsdurchführung, Dokumentation

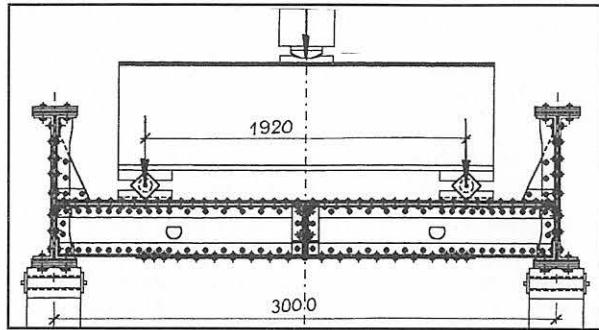
Der Versuch am Querträger Kie 1\_3 begann am 30.08.95 in der Universalprüfmaschine. Der Versuchsaufbau, Lasten und die Lasteinleitung entsprechen dem Träger Kie 1\_2, um vergleichbare Ergebnisse zu erzielen.

#### Statisches System

In *Tabelle 9.1* sind die rechnerischen Werte für die Oberlast  $P_o$  den Messwerten gegenübergestellt.

#### Lasten und Auflagerreaktionen

$$\begin{aligned}
 P &= 275 \pm 225 \text{ kN} \\
 P_{o/2} &= 250 \text{ kN} \\
 P_{u/2} &= 25 \text{ kN} \\
 A_o = B_o &= 250 \text{ kN Auflagerreaktion am HT-Anschluss} \\
 M &= 259 \text{ kN} \cdot 0,5\text{m} = 125 \text{ kNm Moment am Lamellenende}
 \end{aligned}$$



Statisches System: In *Tabelle 9* sind die rechnerischen Werte für die Oberlast  $P_o$  gegenübergestellt.

#### Gemessene und rechnerische Spannungen aus $P_o$

E-Modul für Schweißeisen (gerundet auf der Basis der Zugversuche):  $E = 180\,000 \text{ N/mm}^2$

Max. Widerstandsmoment in der Zugfaser ohne Lamelle:  $W_{ol} = 1080,88 \text{ cm}^3$

Max. Widerstandsmoment in der Zugfaser mit Lamelle:  $W_{ml} = 1425,34 \text{ cm}^3$

Widerstandsmoment im Nettoquerschnitt (Schwerachse berücksichtigt):  $W_n = 1095,90 \text{ cm}^3$

Wie bereits am Trogbüchenabschnitt Kie 1\_2 war eine symmetrische Lasteinleitung nicht genau realisierbar. Im Gegensatz zu Kie 1\_2 war hier jedoch die Ursache bereits eindeutig zu Versuchsbeginn sichtbar. Der an den QT angeschlossene Längsträger war sehr stark deformiert und der Untergurtwinkel hatte seine aussteifende Wirkung verloren (s. *Bild 24*).

Eine Übersicht über die genaue Lage der in *Tabelle 9.1* enthaltenen Messpunkte gibt das Bild auf *Seite 2, Anlage C*.

*Tabelle 9.1: Vergleich der Rechen- und Messwerte im kritischen Querschnitt (stat. Versuch 13.09.96) (N/mm<sup>2</sup>, mD)*

rechnerische Spannung	mit $W_{ol}$	mit $W_{ml}$	mit $W_n$		
Querschnitt: <b>Lamellenbeginn</b>	115.7	87.7	133.0		
Querschnitt: <b>zwischen den Lasteinleitungs-punkten</b>	-	94.7	123.1		
<b>DMS bei 500 kN</b>	<b>1 QT-Mitte</b>	<b>4 Lamellen-ende, Li</b>	<b>5 Lamellen-ende, Li</b>	<b>8 Lamellen-ende, Da</b>	<b>9 Lamellen-ende, Da</b>
max. gemessene Spannung (nach 0 LW), ( $\sigma$ )	223	551	386	564	386
umgerechnete Spannung $E = 180\,000 \text{ N/mm}^2$	40.1	99.1	69.5	10 1.5	69.5
U mgerechnete Spannung $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$	46.8	115.7	81.1	118.4	81.1



Bild 24: Ansicht des deformierten Längsträgers

## 9.2 Kontinuierliche Dehnungsentwicklung bis zur Rissentstehung

Im Einzelnen wurden während der Versuchsdurchführung folgende Beobachtungen gemacht:

### 1. statische Messung

0 LW, 13.09.95

keine äußerlich erkennbaren Schädigungen, asymmetrische Dehnungen, vermutlich infolge der Längsträgerbeschädigung,

$$P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}, f = 2 \text{ Hz}$$

### 1. dynamische Messung

Beginn der Messungen: 21.09.95

Bis 700 000 LW keine äußerlich erkennbaren Schädigungen,

$$P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}, f = 2 \text{ Hz}$$

### 2. dynamische Messung

Beginn der Messungen: 25.09.95

Bis 1,428 Mio LW keine äußerlich erkennbaren Schädigungen,

$$P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}, f = 2 \text{ Hz}$$

### 3. dynamische Messung

Beginn der Messung: 04.10.95

Zwischen 2,285 und 2,410 Mio. LW trat eine Dehnungsveränderung auf, deren Ursache nicht zu erkennen war. Die maximale Änderung um  $\sim +80 \mu\text{m/m}$  trat am DMS 10 (späterer Rissquerschnitt) auf, zu Veränderungen kam es auch am DMS 8  $\sim -30 \mu\text{m/m}$ . Nach 14-tägigem Abschalten des Systems bis 23.10.95 waren diese Veränderungen weitgehend wieder verschwunden (s. Diagramm in Anlage C). Bis 2,641 Mio. LW war die Dehnung am DMS 8 (Unterkante UG-Winkel) um zehn Prozent gesunken, am DMS 10 (Oberseite UG-Winkel, dem Riss am nächsten gelegener DMS) waren zu diesem Zeitpunkt noch keine eindeutigen Dehnungsveränderungen sichtbar. Bei 2,961 Mio LW wurde der Versuch beendet und zerstörungsfreie Prüfmethode eingesetzt, um den Riss zu identifizieren. Der Riss war zu diesem Zeitpunkt mit bloßem Auge auch bei guter Ausleuchtung ohne Last kaum zu erkennen. Auf die Höhe der Durchbiegung in der Mitte des geprüften Querträgers hatte der Riss am Lamellenende keinen maßgeblichen Einfluss. Die Dehnungen

am DMS 10 waren inzwischen im positiven Bereich (Stauchungen, Druck).

## 2. statische Messung

Nach 2,961 Mio. LW wurde eine weitere statische Messung – belastet in Laststufen à 100 kN bis 500 kN – durchgeführt.

In allen DMS gingen die Dehnungen und Stauchungen nicht auf Null zurück. Die verbleibenden Dehnungen betragen am UG im DMS 2 (QT- Mitte) max  $28 \mu\text{m/m}$ , in den DMS 8 und 9  $-462 \mu\text{m/m}$  bzw.  $-311 \mu\text{m/m}$  (UG am Lamellenende, Seite Da, Rissnähe). Die geringste verbleibende Dehnung wurde im OG mit nur  $0,6 \mu\text{m/m}$  gemessen. (s. Diagramm, Anlage C).

## 9.3 Rissdiagnosemethoden

### 9.3.1 Magnetpulvermethode

Da der Riss trotz geübten Auges ohne Last nicht zu entdecken war, wurde die Magnetpulvermethode angewandt, um den Riss sichtbar zu machen. Zum Untersuchungszeitpunkt war der Riss bereits durch den waagerechten Untergurtwinkelschenkel (Seite Da/Ste) senkrecht zur Hauptspannungsrichtung gewachsen und hatte im senkrechten Winkelschenkel fast den nächstgelegenen Nettoquerschnitt (Nietloch) erreicht. Bild 25 zeigt den Rissbereich nach dem Magnetisieren und



Bild 25: Rissidentifikation mit Hilfe der Magnetpulvermethode, Riss ohne Last



Bild 26: Der Riss verläuft durch den gesamten waagerechten Schenkel

Einsprühen mit einer speziellen Emulsion (destilliertes Wasser mit fluoreszierenden feinsten Eisenspänen) unter ultraviolettem Licht.

Erst nach dem Heraustrennen des Querträgers aus dem Trogbrückenabschnitt wurde der Riss weiter untersucht.

### 9.3.2 Röntgenverfahren

Als zweite zerstörungsfreie Methode wurde das Röntgenverfahren angewandt. Mit Hilfe einer Iridiumquelle wurde der Träger durchstrahlt (Bild 27) und der mit bloßem Auge nicht erkennbare Riss auf dem Röntgenfilm sichtbar gemacht. Mehrere kurze Anrisse unter dem Nietkopf scheinen sich zu einem Hauptriss zu vereinigen, der dann zunächst in Richtung Außenkante des waagerechten Winkelschenkels lief (s. Bild 26). Infolge des Durchrisses wurde an der gegenüberliegenden Nietlochrandseite ein weiterer Riss initiiert, der dann bis zum nächstgelegenen Nietkopf im vertikalen Winkelschenkel lief, so wie es theoretisch vermutet worden wäre. Auf dem Röntgenfilm war deutlich sichtbar, dass der Niet nicht genau senkrecht eingeschlagen wurde (s. Bild 28). An einem weiteren Nietkopf wurde ein Riss im Kopf entdeckt. Die symmetrisch liegenden Winkel mit rechnerisch gleicher Beanspruchung über den Lamellenenden Da/Ze, Li/Ze und Li/Ste waren ungeschädigt.

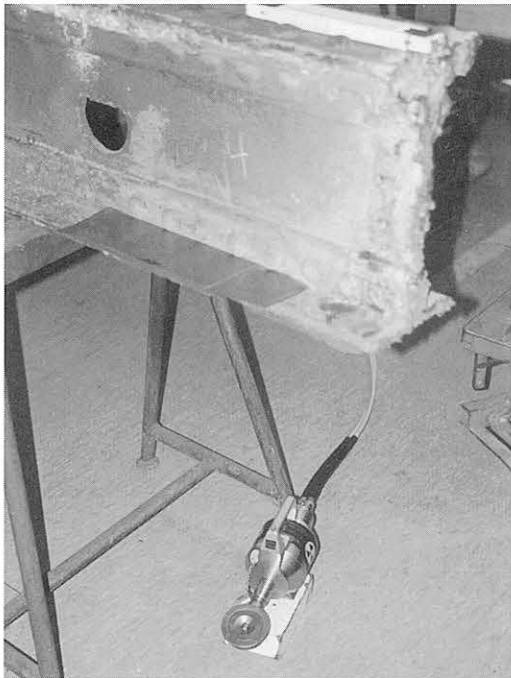


Bild 27: Iridiumquelle unter dem zu untersuchenden waagerechten Winkelschenkel mit Röntgenfilm

### 9.4 Beurteilung der Rissentstehung

Der Riss entstand im rechnerisch kritischsten Querschnitt der Konstruktion, d.h. am ersten Nietloch des Anschlusses der Untergurtlamelle an den Untergurtwinkel auf der Seite Da/Ste, auf der wegen der asymmetrischen Belastung die höchste Beanspruchung im ersten statischen Versuch festgestellt worden war.

Die Durchbiegung des Trägers änderte sich bis zum Ausschalten des Systems nach dem deutlichen Absinken der Dehnungswerte in der Rissumgebung nicht signifikant. Die Durchbiegungsmessung ist daher als alleinige Methode zum Auffinden relativ kurzer Risse nicht geeignet. In Bild 29 sind die obere und die untere Hüllkurve für die letzten 450 Messungen enthalten, die das bestätigen.

Erste deutliche Veränderungen, die auf den entstehenden Riss hindeuten, zeigten sich bei etwa 2,018 Mio LW. Zu diesem Zeitpunkt sanken die Dehnungen am DMS 8 in direkter Nähe des später identifizierten Risses während einer Stunde (ca. 7 200LW) um fünf Prozent. Die Rissentstehungsphase ist auf der Seite 2 in Anlage C im Diagramm dargestellt.

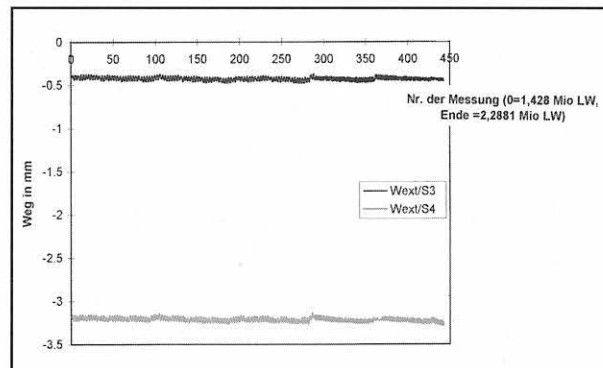


Bild 28: Röntgenaufnahme des Winkelschenkels



## 10 Versuchsdurchführung und Ergebnisse der Versuche am Versuchselement Kie 1\_4

Am verbleibenden Mittelabschnitt der Kieler Brücke Kie 1 wurde nun der 2. mittlere Querträger einer Einstufenbelastung ausgesetzt. Sowohl der Träger Kie 1\_3 als auch Kie 1\_4 waren während ihrer Nutzungsdauer genau gleichen Betriebslasten ausgesetzt. Die Dehnungsmessstreifen wurden exakt an den gleichen Stellen appliziert, wie am Träger Kie 1\_3, die Lasteinleitung war identisch. Um den Einfluss der nicht quantifizierbaren Vorspannung der letzten Niete des Lamellenendes am Untergurt zu untersuchen, wurden im Versuch Kie 1\_4 die Niete gegen hochfeste Schrauben ausgetauscht. Auf diese Weise sollte die Wirksamkeit der HV-Schrauben als eventuelle nutzungsdauerverlängernde Maßnahme nicht nur am Einzelbauteil, wie aus der Literatur bekannt, sondern am kompletten Brückenabschnitt untersucht werden. Die vorgespante Schraubverbindung hat das Ziel, die Schwingfestigkeit der Konstruktion zu erhöhen. Durch die Quervorspannung des kritischsten Querschnittes soll die Ermüdungsfestigkeit der Gesamtkonstruktion erhöht werden.

Die Nieten wurden bereits vor dem Einbau des Trogbrückenabschnittes in den Versuchsstand, d.h. vor dem Versuch Kie1\_3 gegen die hochfeste Schraubverbindungen ausgetauscht.

Es wurden zunächst die vier Nieten an den Lamellenenden entfernt (die Nietköpfe wurden zunächst abgeschliffen, danach die Nietschäfte ausgeschlagen). Da die Nietlöcher nicht genau senkrecht zur Winkeloberfläche lagen, wurden sie mit Hilfe einer Magnetbohrmaschine auf 20,5 mm aufgebohrt. Damit wurden auch eventuell vorhandene Mikroanrisse am Nietlochrand entfernt, die schon beim Nietvorgang entstanden sein könnten, jedoch visuell nicht sichtbar waren. In der *Tabelle 10.1* sind die Abmessungen der Nietlöcher nach dem Bohren aufgeführt:

In den folgenden Bildern sind der schiefe Sitz der Schraube (*Bild 29*) vor dem Nachbohren der Nietlöcher und die praktische Handhabung der Magnetbohrmaschine (*Bild 30*) zu sehen.

Mit einem kalibrierten Drehmomentenschlüssel wurden die Schrauben M20/8.8 nach DIN 18 800 T7 mit dem erforderlichen Anziehmoment  $M_A = 600 \text{ Nm}$  vorgespannt.

### 10.1 Versuchsdurchführung, Dokumentation

Der Versuch am Querträger Kie 1\_4 begann am 24.11.95 in der Universalprüfmaschine. Der Versuchsaufbau, Lasten und die Lasteinleitung entsprechen dem Versuch an den Trägern Kie 1\_2 und Kie 1\_3, um vergleichbare Ergebnisse zu erzielen. Das statische System ist identisch dem des Querträgers Kie 1\_3 (s. S. 45). Im Versuch Kie 1\_4 wird jedoch eine höhere Dauer-schwingfestigkeit erwartet.

#### Lasten und Auflagerreaktionen

$$P = 275 \pm 225 \text{ kN}$$

$$P_{o/2} = 250 \text{ kN}$$

$$P_{u/2} = 25 \text{ kN}$$

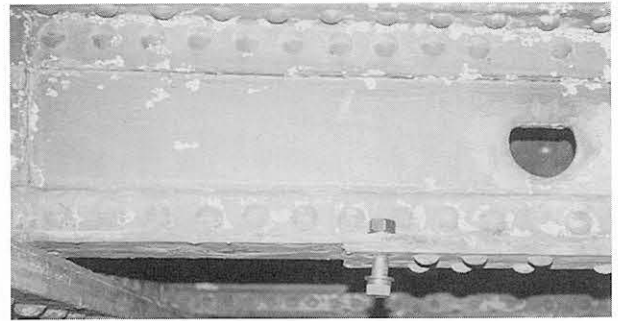


Bild 29: Sitz der Schraube M20 vor dem Ausbohren der Nietlöcher



Bild 30: Ausbohren der Nietlöcher mit einer Magnetbohrmaschine

Tabelle 10.1: Abmessungen der Nietlöcher nach dem Anbohren (Durchmesser in mm)

Nietloch	Seite Ze/Ste oben	Seite Ze/Ste unten	Seite Li/Da oben	Seite Li/Da unten
Ste/Li	20,9	20,5	21,2	21,4
Ze/Li	20,6	20,6	20,6	20,5
Ze/Da	20,7	21,0	20,6	21,7
Ste/Da	20,9	20,7	20,5	21,4

$A_o=B_o = 250 \text{ kN}$  Auflagerreaktion am HT-Anschluss  
 $M = 250 \text{ kN} \cdot 0,5 \text{ m} = 125 \text{ kNm}$   
 Moment am Lamellenende

**Gemessene und rechnerische Spannungen aus  $P_o$**

Wie bereits in den vorangegangenen Versuchen werden die aufzubringenden Lasten während eines ersten statischen Versuchs mit den Rechenwerten verglichen:

E-Modul für Schweißbeisen (gerundet auf der Basis der Zugversuche):  $E = 180\,000 \text{ N/mm}^2$

max. Widerstandsmoment in der Zugfaser ohne Lamelle:  $W_{ol} = 1080,88 \text{ cm}^3$

max. Widerstandsmoment in der Zugfaser mit Lamelle:  $W_{ml} = 1425,34 \text{ cm}^3$

Widerstandsmoment im Nettoquerschnitt (Veränderung der Lage der Schwerachse wurde berücksichtigt):

$W_n = 1095,90 \text{ cm}^3$

Eine Übersicht über die genaue Lage der in *Tabelle 10.2* enthaltenen Messpunkte gibt das Bild auf Anlage D, Seite 2.

Der Einstufenversuch mit  $P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}$ ,  $f = 2 \text{ Hz}$  begann am 24.11.95. Als momentane Ziffernanzeige auf dem Bildschirm wurden die Werte der oberen Hüllkurve der DMS 4,5 und 9, sowie die Durchbiegung online verfolgt. Für die Grafikanzeige wählten wir die Maximalwerte der Messstellen 2, 4, 5, 8 und 9 (Dehnungen an den Enden der Untergurtlamelle und in Trägermitte) aus.

**10.2 Kontinuierliche Dehnungsentwicklung bis zur Rissentstehung**

Der Versuch wurde kontinuierlich und nahezu ohne Unterbrechungen durchgeführt. Die dynamischen Messungen wurden nur wegen der beschränkten Arbeitsspeicherkapazität des PC's unterbrochen. Im Einzelnen wurden während der Versuchsdurchführung folgende Beobachtungen gemacht:

*Tabelle 10.2:*

Erste statische Messung am 24.11.95 nach 0 LW und Vorabberechnung des Querträgers Kie 1\_4 im Vergleich ( $\text{N/mm}^2$ ,  $\mu\text{D}$ )

rechnerische Spannung	mit $W_{ol}$	mit $W_{ml}$	mit $W_n$		
Querschnitt: Lamellenende	115,7	87,7	133,0		
Querschnitt: zwischen den Lasteinleitungspunkten	-	94,7	123,1		
DMS Bei 500 kN	2 QT-Mitte	4 Lamellenende, Li	5 Lamellenende, Li	8 Lamellenende, Da	9 Lamellenende, Da
max. gemessene Dehnungen (nach 0 LW), ( $\Delta\epsilon$ )	337	580	546	524	503
umgerechnete Spannung $E = 180\,000 \text{ N/mm}^2$	60,7	104,4	98,2	94,3	90,5
umgerechnete Spannung $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$	70,8	121,8	114,7	110,0	105,6

**1. statische Messung**

nach 0 LW, 24.11.95

**1. dynamische Messung**

Beginn der Messungen: 24.11.95

$P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}$ ,  $f = 2 \text{ Hz}$

Bis 1,055 Mio. LW, keine äußerlich erkennbaren Schädigungen, keine wesentlichen asymmetrischen Dehnungen

**2. dynamische Messung**

Beginn der Messungen: 30.11.95

$P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}$ ,  $f = 2 \text{ Hz}$

Bis 1,740 Mio. LW keine äußerlich erkennbaren Schädigungen, keine wesentlichen asymmetrischen Dehnungen

**3. dynamische Messung**

Beginn der Messungen: 04.12.95

$P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}$ ,  $f = 2 \text{ Hz}$

Bis 2,483 Mio. LW keine äußerlich erkennbaren Schädigungen, keine wesentlichen asymmetrischen Dehnungen

**4. dynamische Messung**

Beginn der Messungen: 08.12.95

$P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}$ ,  $f = 2 \text{ Hz}$

Bis 3,00 Mio. LW

**5. dynamische Messung**

Beginn der Messungen: 11.12.95

$P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}$ ,  $f = 2 \text{ Hz}$

Bis 3,753 Mio LW, nach ca. 3,3 Mio. LW veränderten sich die Dehnungen an den DMS 1(-), 2(+), 4 (-) und 5(+) um ca fünf Prozent, geringfügige Änderungen traten an den DMS 6(-) und 7(+) auf. Das zeigt, dass das Versagen auf der Seite Li, Richtung Ze (zwischen DMS 2 und 5) auftreten würde.

**6. dynamische Messung**

Beginn der Messungen: 15.12.95

$P_m = 275 \pm 225 \text{ kN}$ ,  $f = 2 \text{ Hz}$

Bis 4,276 Mio. LW, die im vorherigen Versuch beobachteten Dehnungsveränderungen setzten sich fort.

### 7. dynamische Messung

Beginn der Messungen: 18.12.95

$P_m = 275 \pm 225$  kN,  $f = 2$  Hz

Bis 4,514 Mio LW erreichten die steigenden Dehnungen am DMS 5 fast die Streckgrenze, was darauf hindeutet, dass sich der Untergurt proportional über große Bereiche gleichmäßig dehnt, bis es am schwächsten Punkt zum entgültigen Durchreißen des UG (s. Bild 31) kommt.

## 10.3 Bewertung der Rissentstehung

Der Ermüdungsriß trat am 4. geprüften Querträger wie bereits am Querträger 1 im Bereich unterhalb des unverstärkten Regenrinnendurchbruches im äußerlich nur leicht korrodierten Querträgersteg auf. Der Ermüdungsriß verlief durch den kompletten Gurtwinkel (be-



Bild 31: Ermüdungsriß im Untergurtbereich unterhalb der Regenrinnendurchführung

ginnend auf der Seite Li, Richtung Ze), später durch die gesamte Gurtlamelle und den Stegbereich unterhalb der Regenrinne. Als erstes Anzeichen der Rissentstehung erreichten die Dehnungen am DMS 5(o) nach ca. 3,30 Mio. LW einen Zuwachs von ca. 1 Prozent. In gleichem Maße nahmen die Dehnungen am symmetrisch angeordneten DMS 4 ab. Signifikante Dehnungsveränderungen (Dehnungsdifferenzen > 10 Prozent) traten am Lamellenende nach ca. 3,58 Mio. LW auf. Die visuelle Suche nach Rissen blieb erfolglos, da die im Detail untersuchten Querschnitte am Lamellenende, wo die höchsten Spannungsdifferenzen gemessen wurden, tatsächlich rissfrei waren. Am gerissenen Detail selbst befanden sich keine Dehnungsmessstreifen. Der auf der Grundlage der Dehnungsveränderungen nachvollzogene gesamte Rissfortschritt bis hin zum völlig durchgerissenen Untergurt dauerte fast 180 Stunden bei 2 Hz Belastungsfrequenz und 450 kN Lastdifferenz (= 1,29 Mio. Lastwechsel).

Ein Vergleich der Ergebnisse der Versuche Kie 1.3 und Kie 1.4 hinsichtlich des Effekts des Austausches der Endniete gegen HV-Schrauben kann wegen der unterschiedlichen Rissmechanismen nur eingeschränkt erfolgen. Es ist aber deutlich, dass beim HV-Schrauben-Ersatz der Nieten deutlich mehr Lastzyklen ertragen wurden. Dehnt man den Vergleich auf die relevanten gemessenen Spannungen aus, so wird dieser Trend noch deutlicher.

Es ist zu vermuten, dass außer dem Vorspannungseffekt auch das Aufbohren der Nietlöcher und das damit verbundene Abschälen des vom Nietvorgang vorbeanspruchten Nietlochrandes einen positiven Einfluss auf die verbleibende Restnutzungsdauer hat. Ein Austausch der Nieten gegen vorgespannte Schrauben sollte immer mit Aufbohren der Nietlöcher geschehen.

# 11 Zusammenfassung

Bei allen vier Ermüdungsversuchen an den Querträgern entstanden Ermüdungsrisse mit stabilem Risswachstum. Hinsichtlich ihrer Eingruppierung in die Hauptgruppen der Rissentstehungsursachen kann man die Ergebnisse der vier Querträgerversuche wie folgt einschätzen:

In zwei Versuchen (Versuch Kie 1.2 und 1.3) trat der Ermüdungsriss am rechnerisch und konstruktiv maximal beanspruchten Querschnitt (Steifigkeitssprung am letzten Niet) am Ende der unteren Lamelle ein. Es handelt sich um einen spannungsinduzierten Bruch (spannungsinduzierter Ermüdungsriss infolge Betriebslasten in Verbindung mit der Ausführung des Konstruktionsdetails) im Bereich der maximalen Zugspannungen im Untergurt mit Biegeanteil aus dem Spannungsverlauf am Querschnittssprung (Steifigkeitssprung). Diese Querschnitte könnten bei einer Dauerüberwachung besonders berücksichtigt werden, z. B. durch sensibilisierte optische Sensoren bzw. in diesem Querschnitt angeordnete DMS.

Zwei weitere Ermüdungsrisse (Versuch Kie 1.1 und Versuch Kie 1.4) mit HV-Schrauben statt der ausgetauschten Nieten am Zuglamellenende wurden im Bereich einer nicht verstärkten Öffnung zur Regenrinnendurchführung durch den Querträgersteg initiiert. Hierbei überlagern sich die Rissentstehungsursachen: ungenügend durchkonstruiertes Konstruktionsdetail, leichte Korrosion am Rand der Querschnittsschwächung, veränderter Dehnungsverlauf mit Spannungskonzentration.

Bei heute üblicher Vorgehensweise bei Brückenkontrollen wäre der Riss vermutlich bis zum völligen Bruch eines Winkels im symmetrischen zugbeanspruchten

Querschnittsanteil nicht entdeckt worden. Die symmetrisch angeordneten drei Winkel mit rechnerisch gleicher Beanspruchung am Lamellenende waren rissfrei (angewendet wurden die Magnetpulvermethode, visuelle Überprüfung sowie das Röntgenverfahren mit Iridiumquelle). Es muss jedoch an dieser Stelle wiederholt werden, dass die im Versuch erreichten Dehnungen ca. beim 4,5-fachen der Verkehrslast durch S-Bahnverkehr lagen

Die Versuche an allen vier Querträgern ergaben ein Versagen oberhalb der Wöhlerlinie für die Kerbgruppe 71 N/mm<sup>2</sup> mit einer durchgehenden Steigung von  $m = 5$  (EKS-Kurven). Die vorausgegangene Belastungsgeschichte wurde hier nicht mitberücksichtigt, da die auf voll besetzte S-Bahnzüge extrapolierten Messwerte (maximal gemessene Dehnung) oberhalb des unteren Grenzwertes der Dauerschwingfestigkeit für die Kerbgruppe 71 liegen. Werte unterhalb dieser Grenze führen nicht zur Rissinitiation oder zu weiterem Risswachstum und vergrößern die Schadenssumme nicht. Zusammen mit anderen Ergebnissen von Großbauteilversuchen, die in der BAM durchgeführt wurden sind die Spannungsdifferenzen in Abhängigkeit von der Lastspielzahl im Einstufenversuch bis zum Versagenszeitpunkt in *Bild 32* dargestellt (Seite 31). In keinem Fall wurde ein Spröbruch, ein schnell anwachsender Bruch oder ein Versagen der Gesamtkonstruktion beobachtet. Das Tragwerk verhält sich redundant, d.h. die Lasten werden auf anderem Weg, z.B. über die Fahrbahnplatte und die benachbarten Träger in die Hauptträger eingetragen.

Alle Anschlüsse von Querträgern an die Hauptträger erwiesen sich als sehr stabil gegen Ermüdung.

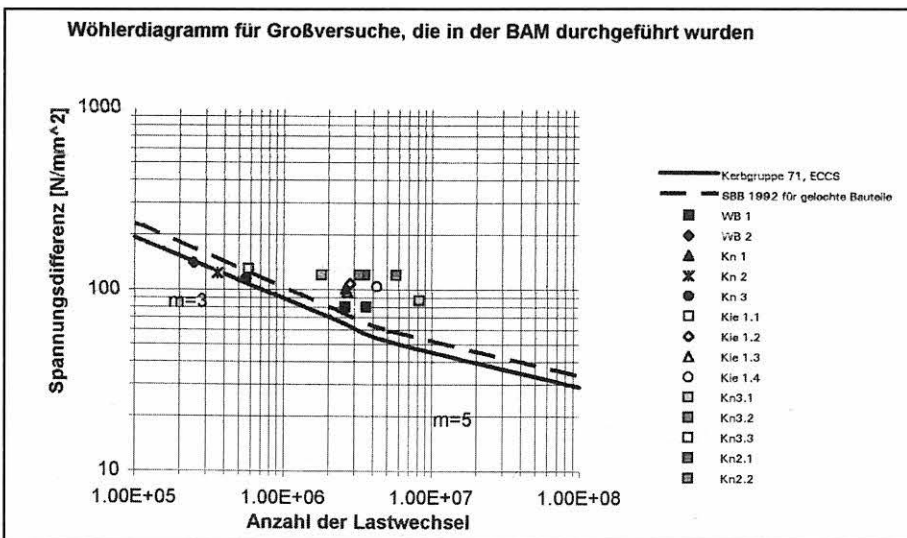


Bild 32: Zusammenfassendes Wöhlerdiagramm mit den Ergebnissen der Großbauteilversuche im Vergleich zur Kerbgruppe 71 nach EKS

## 12 Schlussfolgerungen

1. Die Ergebnisse der Großbauteilversuche genügen der Detailkategorie der Kerbgruppe 71 der EKS mit einem Anstieg von  $m = 5$ . Die Tests bestätigen die Verwendbarkeit dieser Kerbgruppe.
2. Vorhandene Fehlstellen, wie z. B. Korrosion im Bereich des Regenrinnendurchbruchs (Kie1.1) durch den Querträgersteg oder die starke Schädigung eines untergeordneten Bauteils (Längsträger Kie 1.2) waren in einigen Versuchen Ausgangspunkt für die Entstehung von Ermüdungsrissen. Die Kerbgruppe 71 deckte auch diese Fälle ab. Vorhandene Bauwerke sind jedoch in jedem Einzelfall detailliert auf Altschäden zu untersuchen.
3. Ermüdungsrisse an Schweißbauteilen sind dadurch gekennzeichnet, dass sie sich bei Entlastung fast vollständig schließen. Die Rissöffnung war auch bei langen Rissen minimal (z. B. bei  $l = 8 \text{ cm} \sim 0,1 \text{ mm}$ ) und die Risserkennung ist bei Schweißbauteilen ohne die Hilfe von zerstörungsfreien Prüfmethoden fast unmöglich. Die Entwicklung einer ZfP-Prüfmethodik entsprechend der Überprüfung im Behälter- und Rohrleitungsbau ist für Altbauten zu empfehlen. Dabei können auch kontinuierliche Dehnungsmessungen an statisch hoch ausgelasteten Querschnitten oder in Trägeranschlussbereichen mit einbezogen werden.
4. Das Verhalten von Schweißbauteilen in bruchmechanischen Standardtests zum Risswachstum ist nicht ungünstiger als das von Flusstählen; die Mittelwerte können auch für Schweißbauteile als oberer Grenzwert angesehen werden. Diese Feststellung gilt jedoch ausschließlich für Rissorientierung senkrecht zur Walzrichtung. Weitere bruchmechanische Standardtestserien an altem Schweißbauteil, auch mit abweichender Rissorientierung, sind durchzuführen, um mit mehr Sicherheit das Rissverhalten voraussagen zu können.
5. Bei der Ermüdungssicherheitsbetrachtung vorhandener Altstahlkonstruktionen bestimmen das Beanspruchungsniveau im ermüdungskritischen Querschnitt und eventuell vorhandene Vorschädigungen den Versagenszeitpunkt. Es geht in Großversuchen vorrangig darum, Versagensmechanismen aufzudecken und die kritischen Konstruktionsdetails zu erkennen.
6. Die Anwendung verschiedener sich ergänzender zerstörungsfreier Prüfverfahren gewährleistet eine sehr gute Risserkennung vorhandener Risse bei schweiß-eisernen Konstruktionen. Oberflächenrisse werden mit dem Magnetpulververfahren sicher erkannt. Mit Hilfe der Radiografie werden auch Risse sichtbar gemacht, die nicht durch alle Schichten des durchstrahlten Materials hindurchgehen. Ultraschalluntersuchungen sind für Schweißbauteile ungeeignet.
7. Das Hochdrucksandstrahlen mit dem Wirbelkammerverfahren hat u. U. dazu geführt, dass oberflächennah vorhandene Risse zugeschlagen wurden und so der eventuell vorhandene Terrassenriss am Träger Kie 1 weder beim Einbau noch bei Versuchsende sofort erkannt wurde.
8. An alten Schweißbauteilkonstruktionen darf nicht geschweißt werden. RE-Mikroskopische Untersuchungen und chemische Analysen zeigten, dass sich an der Grenze zwischen Schweißmaterial und Wärmeinflusszone Verunreinigungen konzentrieren, was zu einer Veränderung der Festigkeit und zur nachhaltigen Reduzierung der Zähigkeit an der Grenze zur Schweißnaht und zum Versagen des Grundmaterials bei relativ niedrigen Beanspruchungen führen würde.

## 13 Literatur

- [1] Masch.-Ing. Keck:  
Über das zu Brückenkonstruktionen zu verwendende Schmiedeeisen, Blech und Faconeisen  
Hannover 1868
- [2] DIN EN 1993-Teil 1-1 Eurocode 3 incl. NAD
- [3] DS 804, 1983 einschl. Bekanntgabe B3 (1993) und B4 (1996)  
Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke
- [4] DS 805, 1997  
Bestehende Eisenbahnbrücken, Bewertung der Tragsicherheit und konstruktive Hinweise
- [5] Studienarbeit J. Dittmann, BAM 1.12
- [6] Hütte: Des Ingenieurs Taschenbuch, Abteilung I, 17. Auflage 1899  
Berlin: Verlag W. Ernst und Söhne,
- [7] M. A. Hirt, ETH Lausanne, CH:  
Neue Erkenntnisse auf dem Gebiet der Ermüdung und deren Berücksichtigung bei der Bemessung von Eisenbahnbrücken  
Bauingenieur 52 (1977) 255-262
- [8] M. Gottier, M. A. Hirt, Lausanne:  
Das Ermüdungsverhalten einer Eisenbahnbrücke  
Bauingenieur 58 (1983) 243-249
- [9] L. Franke, TU Hamburg-Harburg:  
Lebensdauervoraussage bei Betriebsbeanspruchungen mit Hilfe konstanter Ersatzschwingbreiten  
Bauingenieur 61 (1986) 141-143
- [10] E. Brühwiler, M. A. Hirt, U. Morf und R. Huwiler:  
Bewertung der Spontanbruchgefahr angerissener Brückenbauteile aus Schweißeisen  
Stahlbau 58 (1989) 9-16
- [11] A. Paulinyi: Das Puddeln  
München: Oldenburgverlag 1987
- [12] E. Brühwiler, I. F. C. Smith und M. A. Hirt:  
Fatigue and Fracture of Riveted Bridge Members, Journal of Structural Engineering, Vol. 1 (1990) No. 1
- [13] Bericht der BAM zur Restnutzungsdauer alter Stahlbrücken  
Dezember 1990,  
Aktenzeichen 2.2 / 22 714
- [14] Fatigue Behaviour of Pressure Vessel Steel, Welding Research Council Bulletin  
No. 194, May 1974, S.186-207
- [15] W. Habel und D. Hoffmann:  
Application of fibreoptic sensores for measurements and for damage detection on structures;  
Int. Symposium Non-Destructive-Testing in Civil Engineering, Kolloquium TU Berlin, 1992, 1995
- [16] SBB: Richtlinie der Schweizerischen Bundesbahn zur Beurteilung von genieteten Eisenbahnbrücken, 1997
- [17] P. Tanner und M. A. Hirt:  
Überlegungen zur Restlebensdauer schweißeiserner Brücken am Beispiel der Basler Wettsteinbrücke  
Stahlbau 60 (1991) H.7

## **14 Anhang**

### **Verzeichnis der Anlagen**

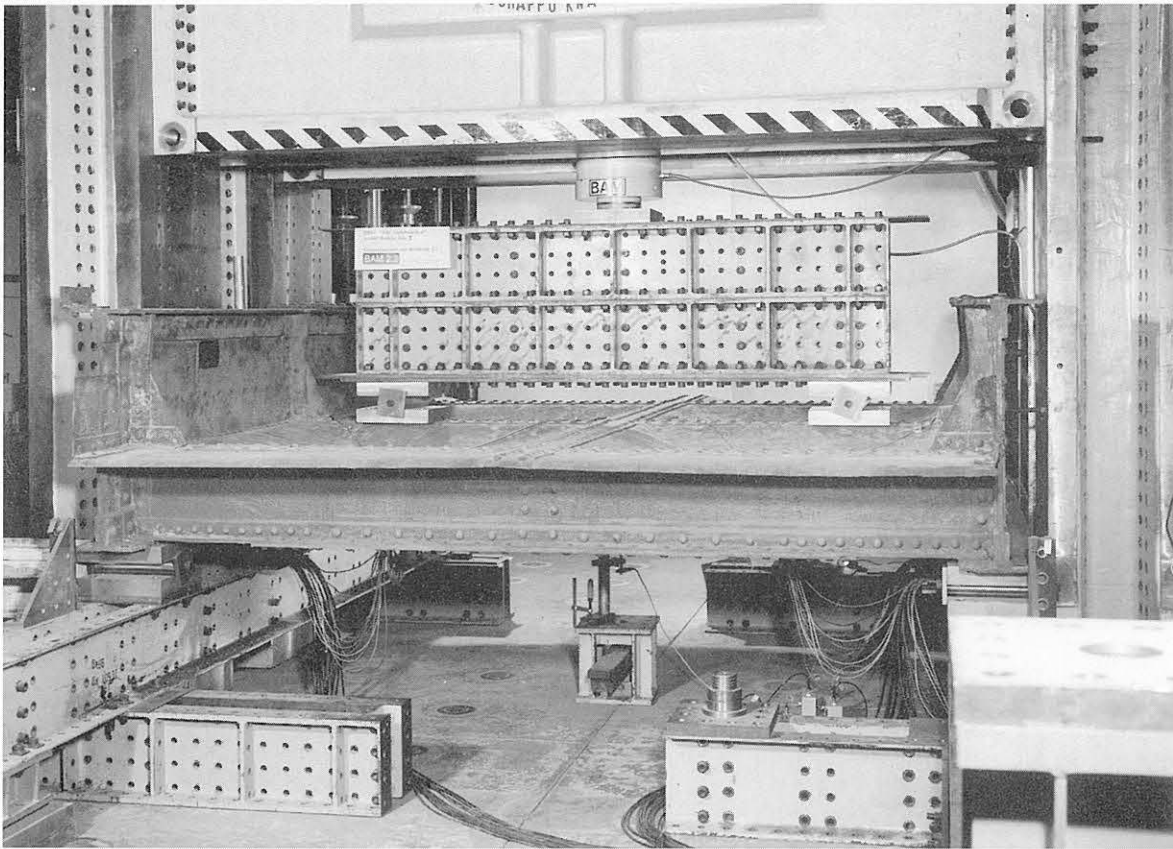
**Anlage A – Versuch Kie 1.1**

**Anlage B – Versuch Kie 1.2**

**Anlage C – Versuch Kie 1.3**

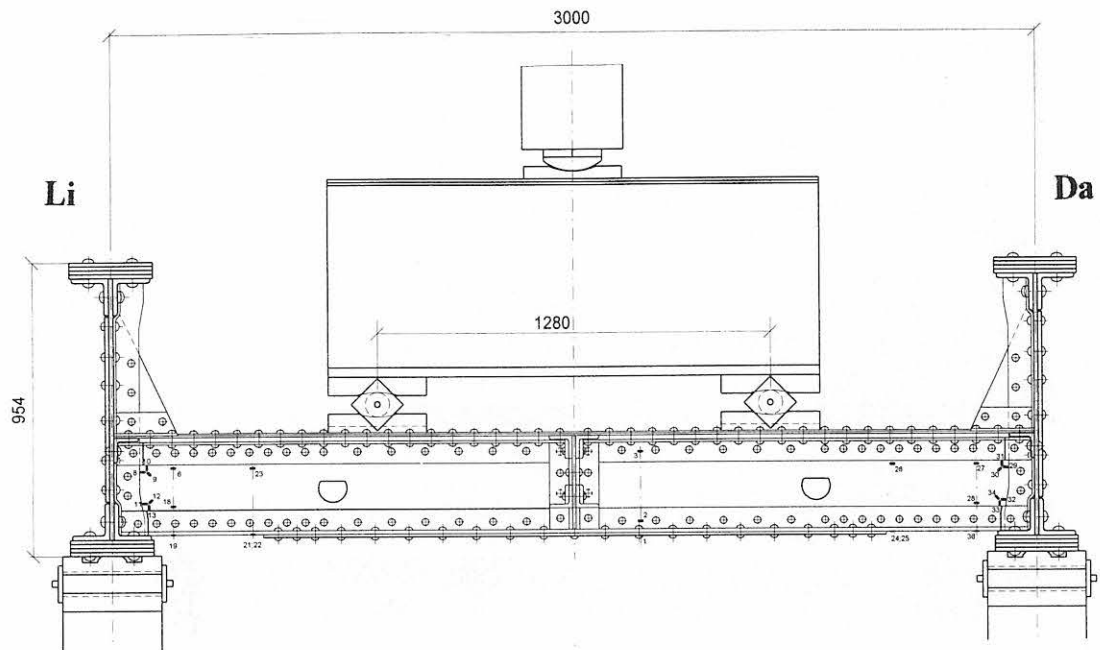
**Anlage D – Versuch Kie 1.4**

**Versuchsanordnung für den Ermüdungsversuch am Querträger 1\_1**

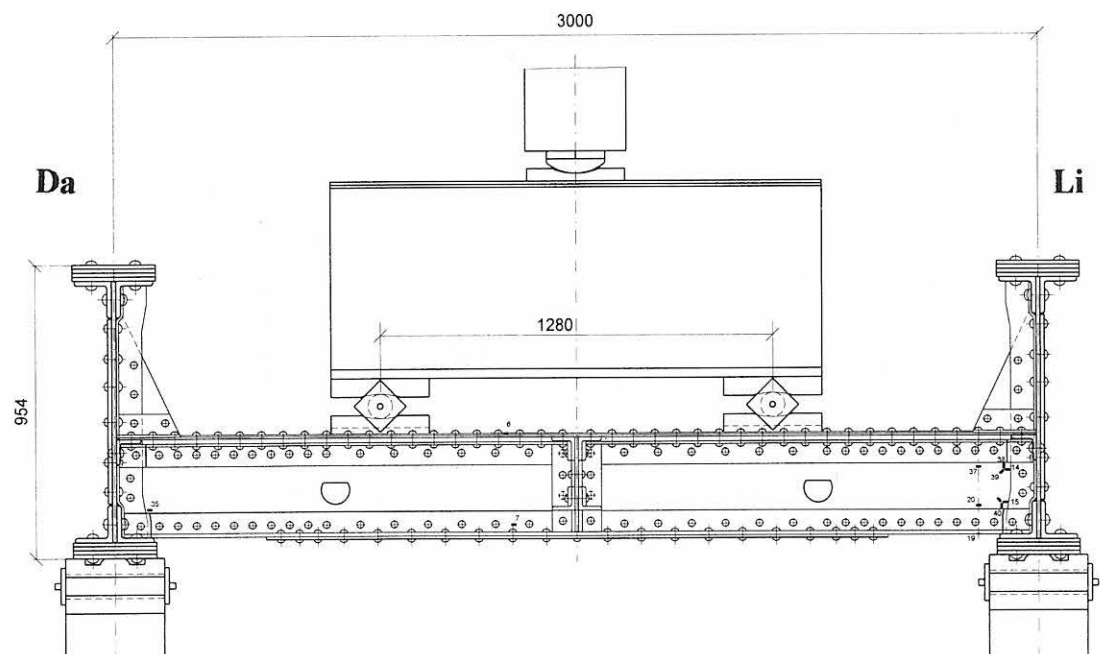




**Anordnung der Dehnmessstreifen und Belastung des Querträgers 1\_1**

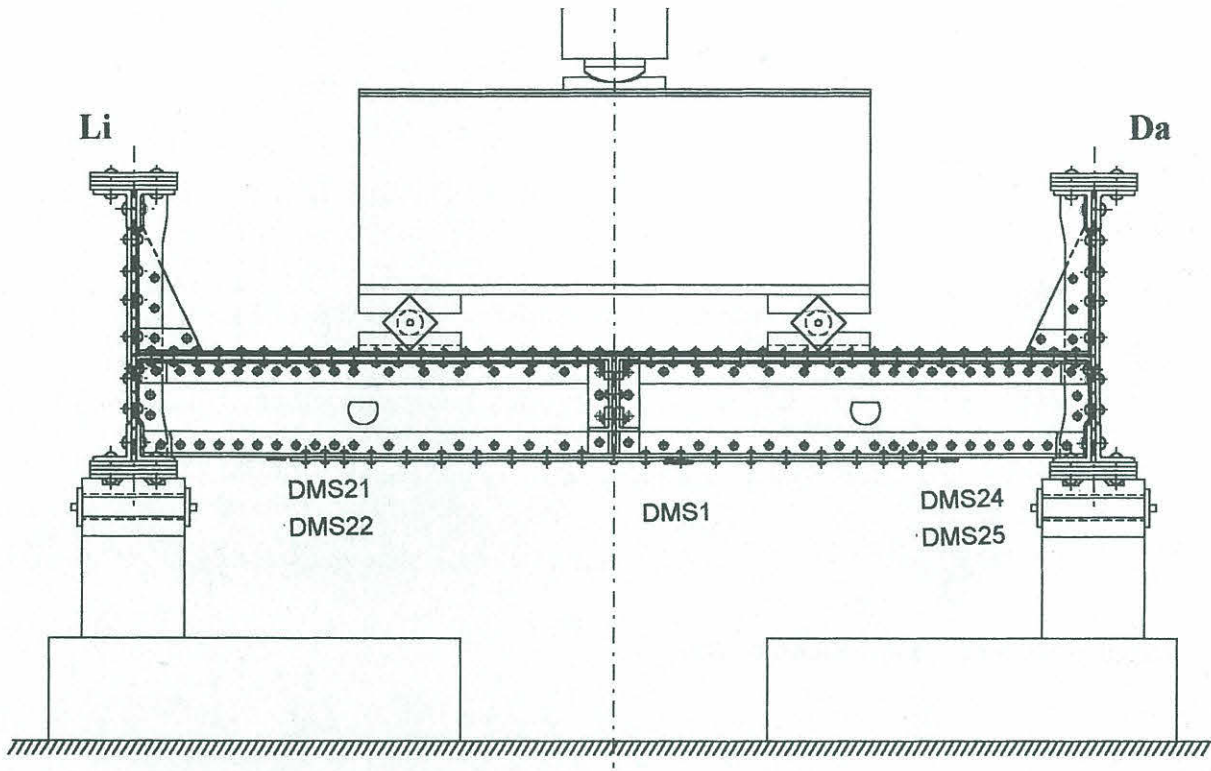


**Ansicht des Trägers 1\_1 aus Richtung Ste**

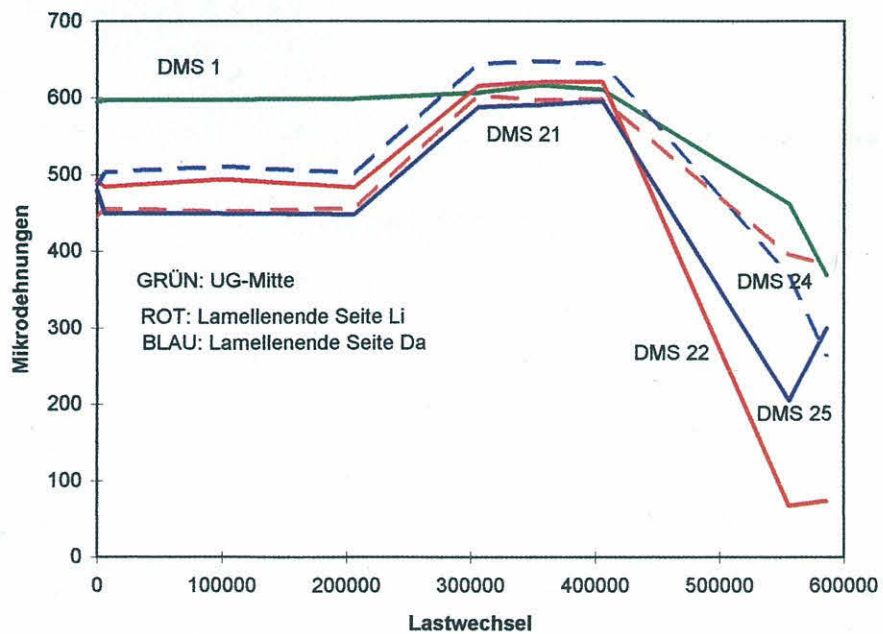


**Ansicht des Trägers 1\_1 aus Richtung Ze**

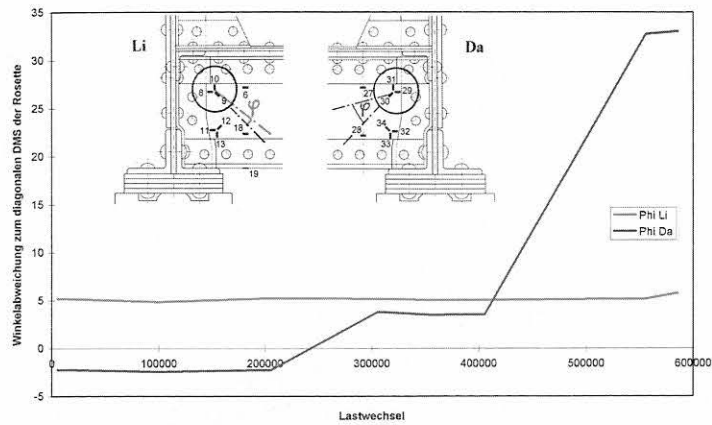
**Ergebnisse des Ermüdungsversuches am Querträger 1\_1  
Risslage und Veränderungen der Dehnungen in der Rissumgebung**



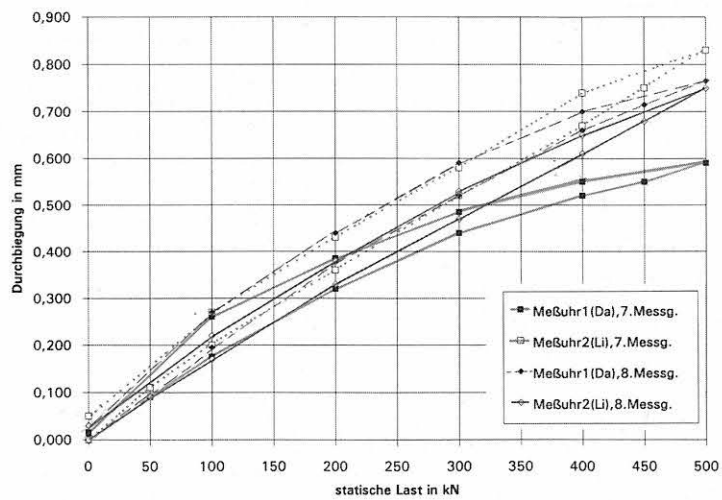
**Dehnungen an den Lamellenenden und in UG-Mitte bei 9 statischen Messungen bis zum Riss im UG-Winkel nach 586TLW**



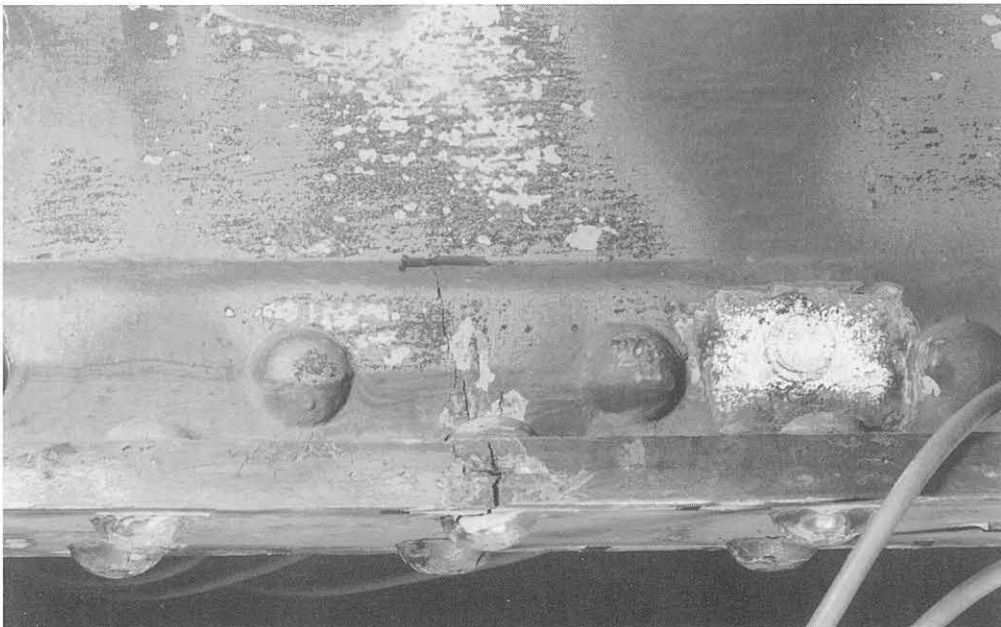
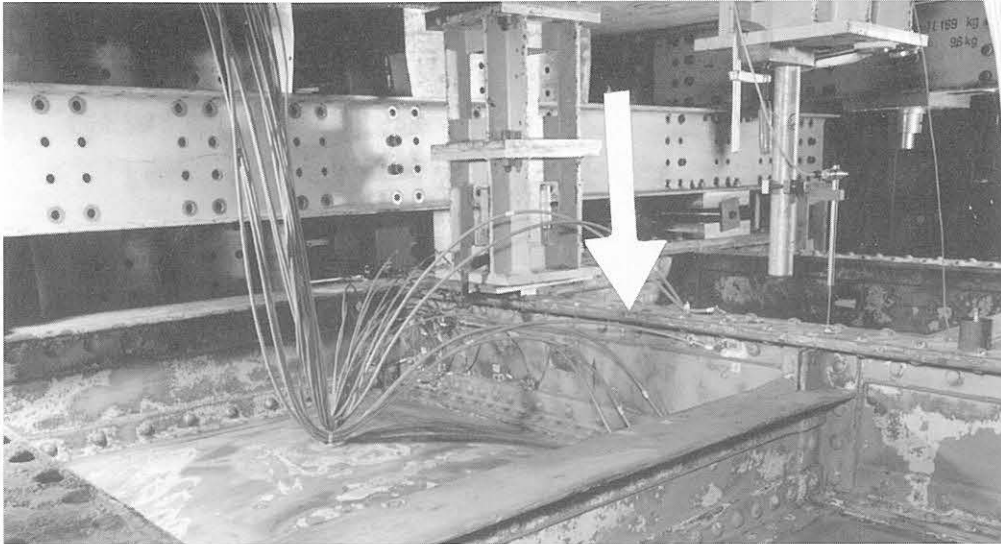
**Ergebnisse des Ermüdungsversuches am Querträger 1\_1  
Veränderung der Hauptspannungsrichtungen am Anschluss des Querträgers  
an den Hauptträgersteg, gemessen m. H. von Dehnungsrosetten**



**Ergebnisse des Ermüdungsversuches am Querträger 1\_1  
Durchbiegung der Hauptträger am Anschluss Querträger/Hauptträger  
vor und nachdem der Riss visuell erkennbar war  
(Nichtlinearität der Verformung deutet bereits auf das Vorhandensein eines Fehlers hin)**



**Querträger Kie 1\_1**  
**visuell sichtbarer Ermüdungsriss im Untergurt des geprüften Querträgers**  
**nach Abschluss des Versuches**



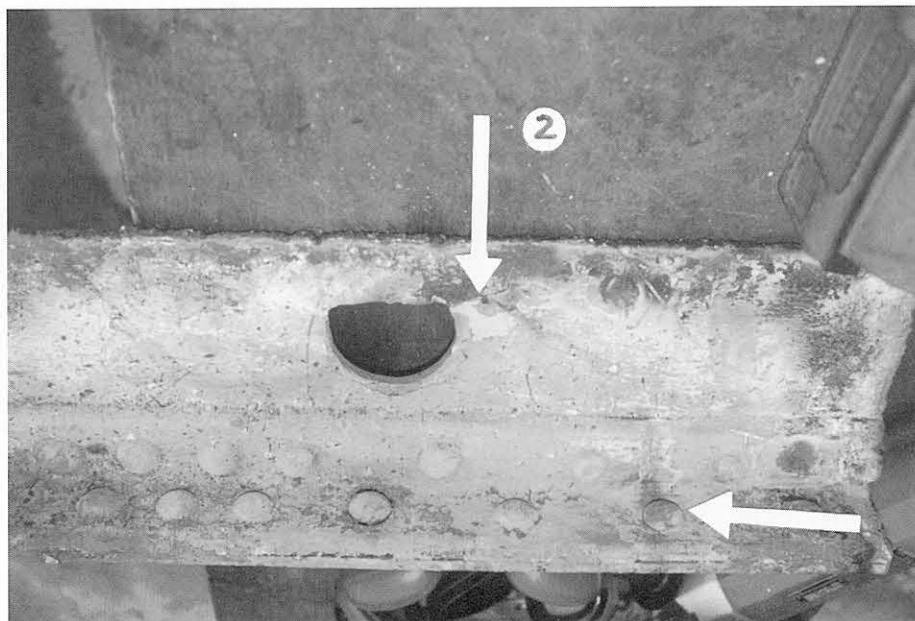
Anlage A Kie 1\_1

Ermüdungsversuche Kieler Brücke

**Querträger Kie 1\_1**



**Ansicht des Bauteils nach der Demontage**

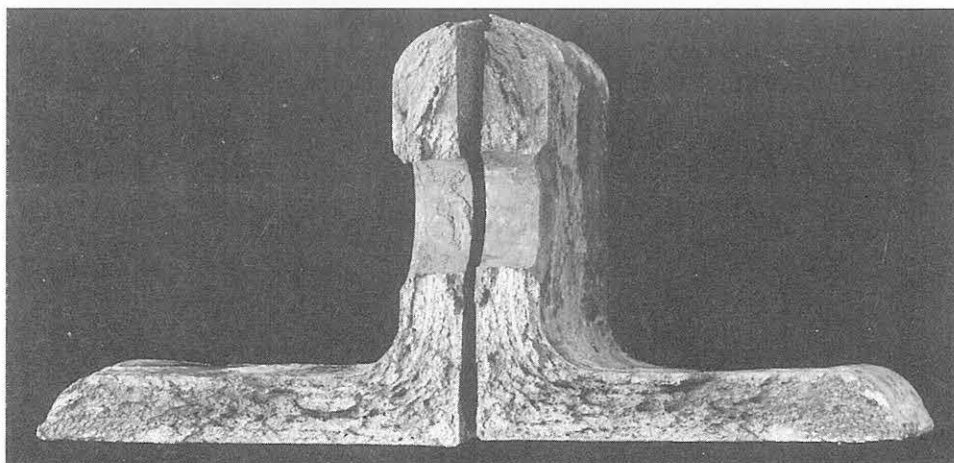


**Ansicht des Querträgeruntergurtes und Lage der Ermüdungsrisse im Untergurtwinkel (1) und im Steg (2) nach dem Versuch und der Demontage**

**Querträger Kie 1\_1**  
**Ermüdungsriss im Untergurt: Untergurtwinkel**



**Ansicht des Rissverlaufes im Winkel nach dem Entfernen der Niete**



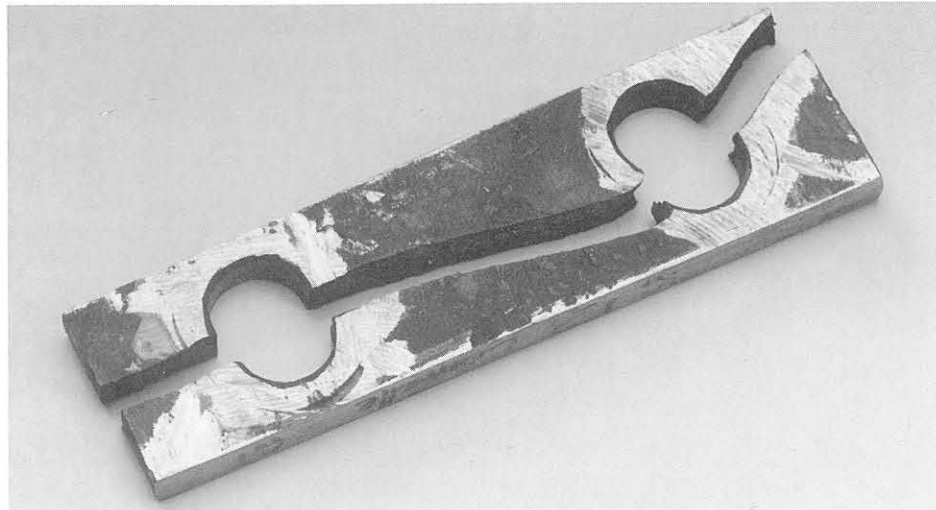
**Ansicht der Ermüdungsrissflächen**

Anlage A Kie 1\_1

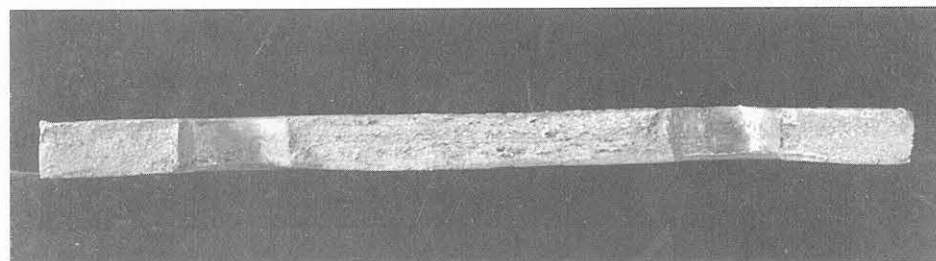
Ermüdungsversuche Kieler Brücke

**Querträger Kie 1\_1**

**Ermüdungsriss im Untergurt: Untergurtwinkel**



**Ansicht des Rissverlaufes in der Untergurtlamelle nach dem Entfernen der Niete**



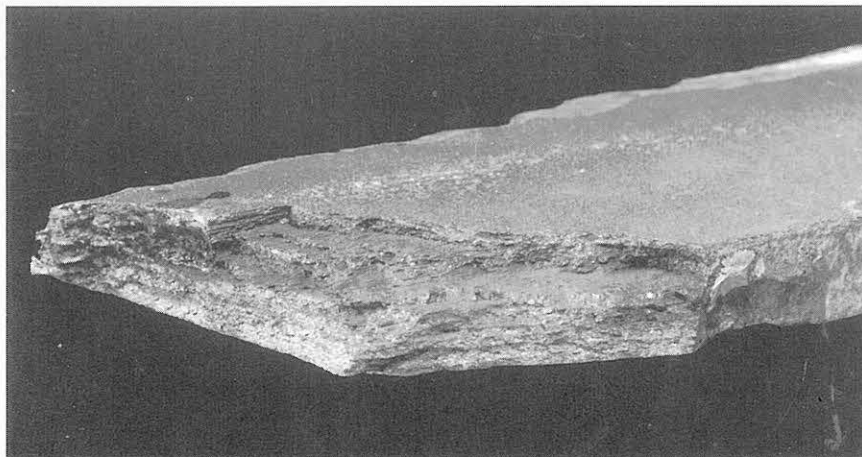
**Ansicht der Ermüdungsrissflächen der gerissenen Untergurtlamelle**

**Querträger Kie 1\_1**

**Terrassenriss im Steg ausgehend von einer Öffnung zur Durchführung der Regenwasserrinne**



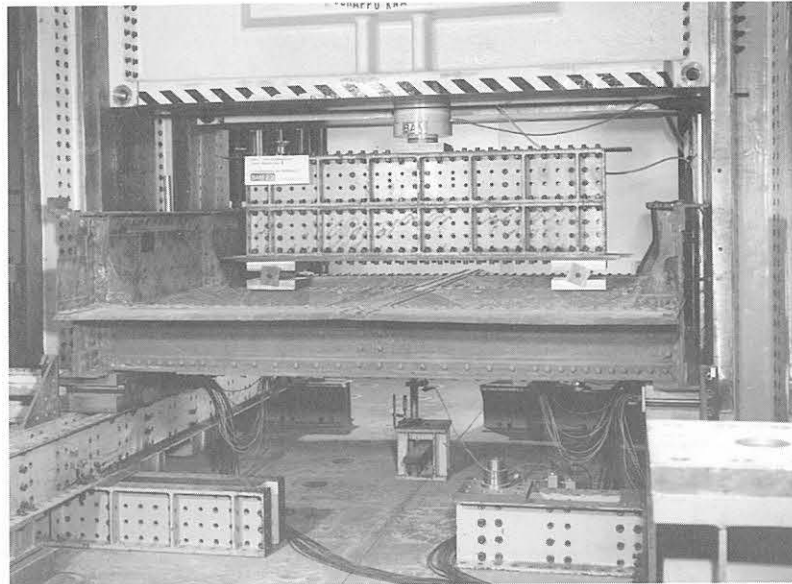
**Ansicht des Stegblechabschnitts mit Terrassenriss**



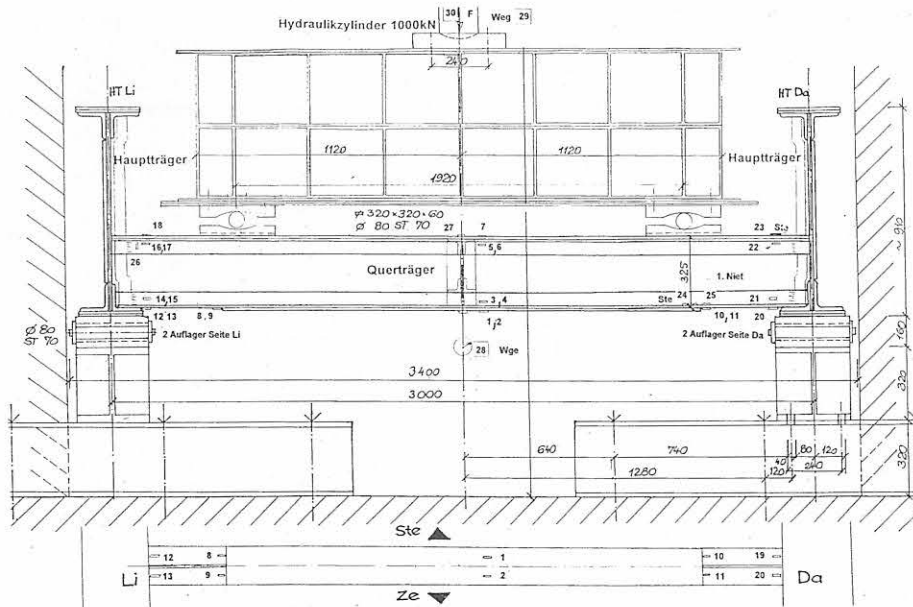
**Detail des Terrassenrisses**



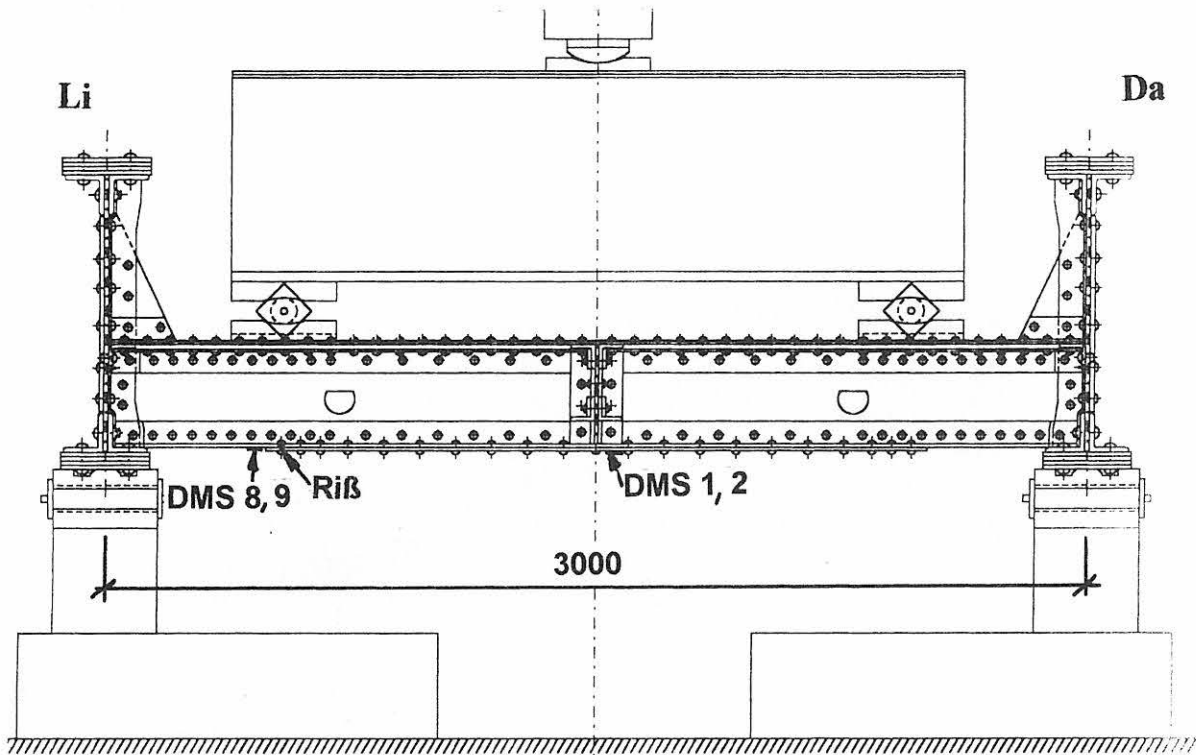
**Versuchsanordnung für den Ermüdungsversuch am Querträger 1\_2**



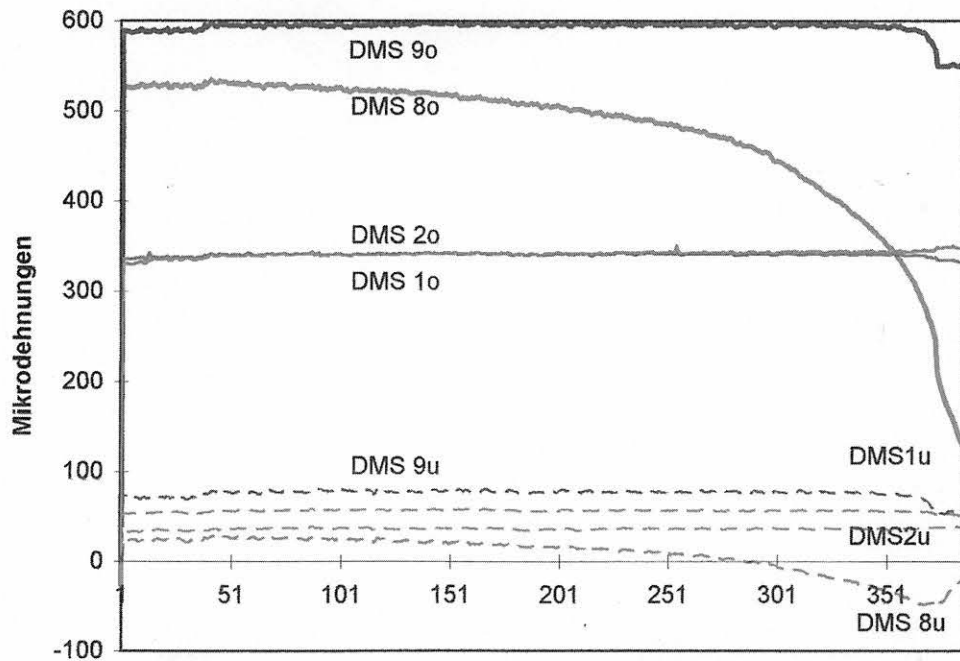
**Anordnung der Dehnmessstreifen und Lasteinleitung am Querträger 1\_2**

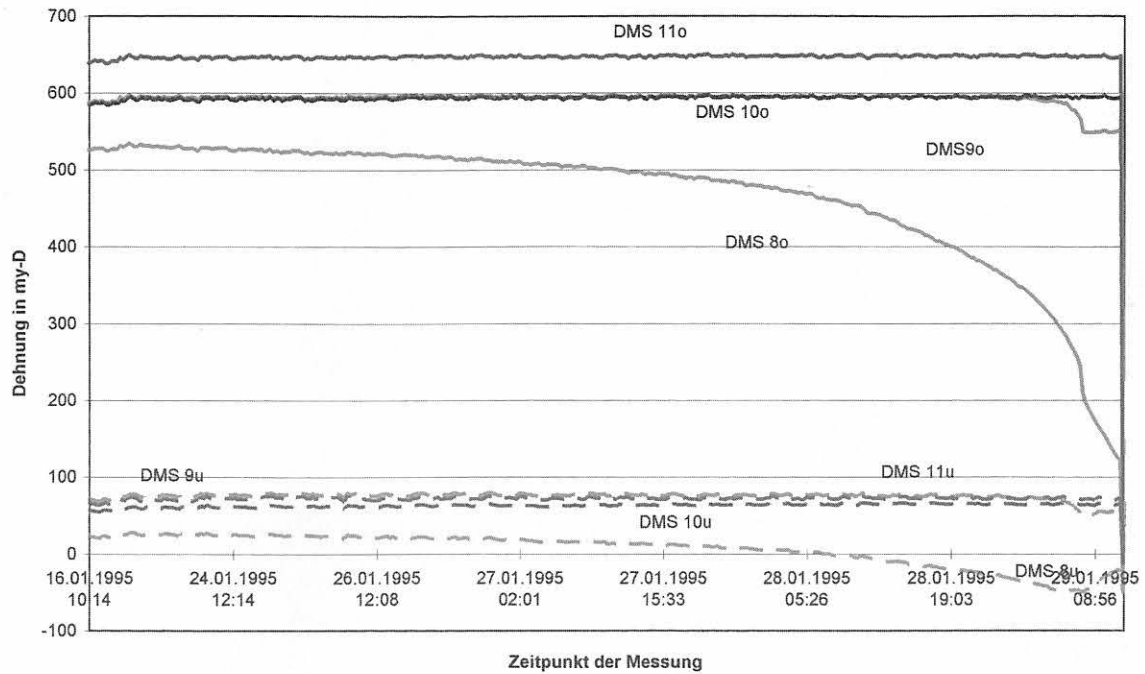


**Ergebnisse des Ermüdungsversuches am Querträger 1\_2  
Risslage und Veränderung der Dehnungen in der Rissumgebung**

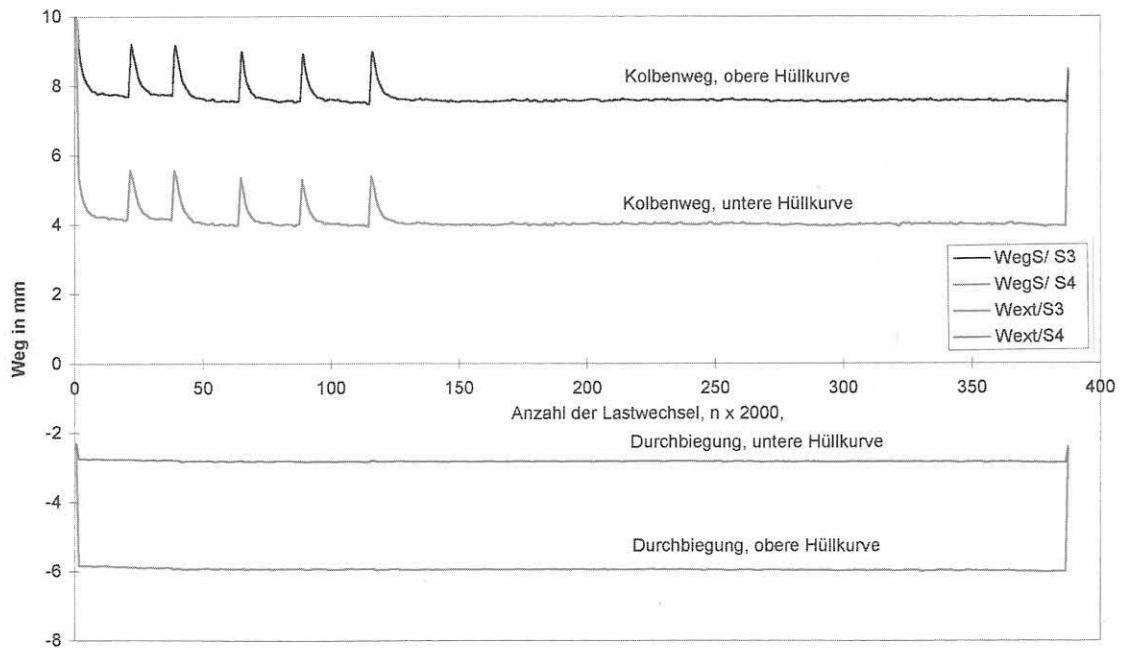


400 Messungen von 2,118 Mio LW bis 2,92 Mio LW





**Querträger Kie 1\_2:  
Durchbiegung und Kolbenweg in der Ermüdungsrissentstehungsphase  
Kie 1\_2: obere und untere Hüllkurve der Durchbiegungen und des Kolbenweges bis zum  
Abschalten des Hydrauliksystems,  $\sigma = 0.839$  Mio LW**



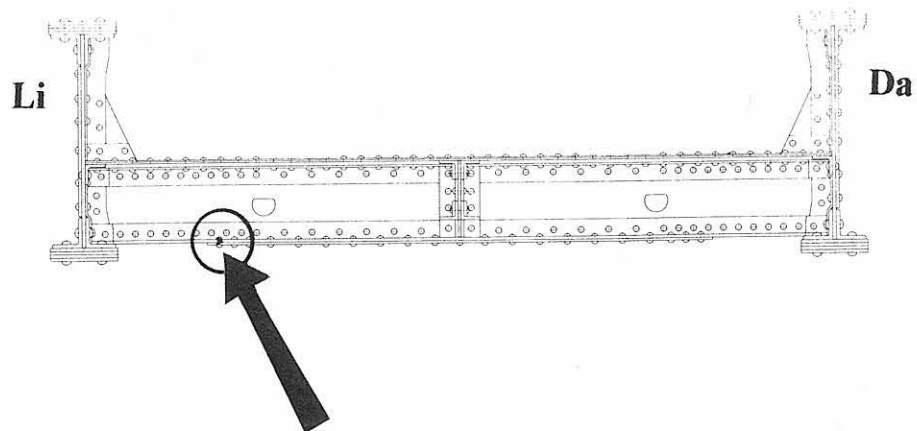
**Querträger Kie 1\_2:  
Riss am Anschluss des mittleren Längsträgers an den geprüften Querträger**



**Querträger Kie 1\_2:  
Riss am Untergurtwinkel Seite Li/Ste am ersten Niet nach dem Lamellenende**



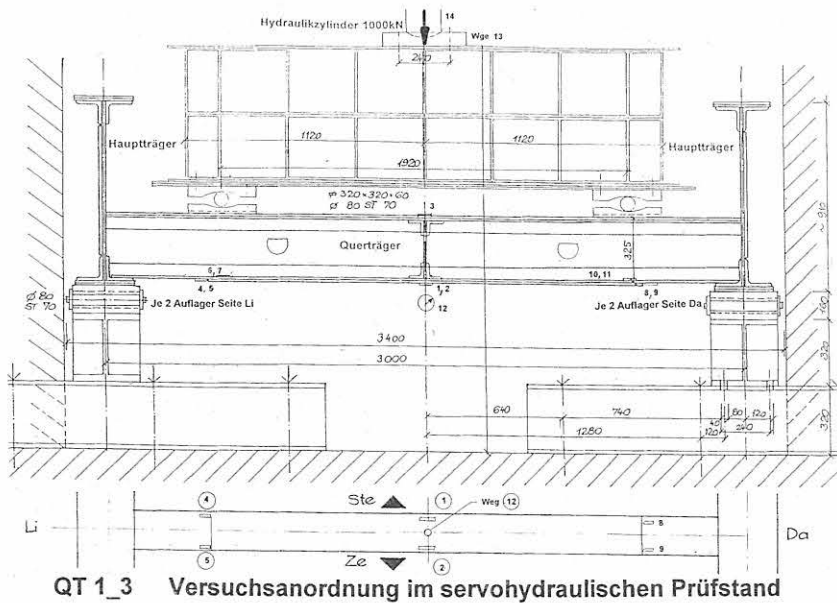
**Ansicht des Trägers 1\_1 aus Richtung Ste**



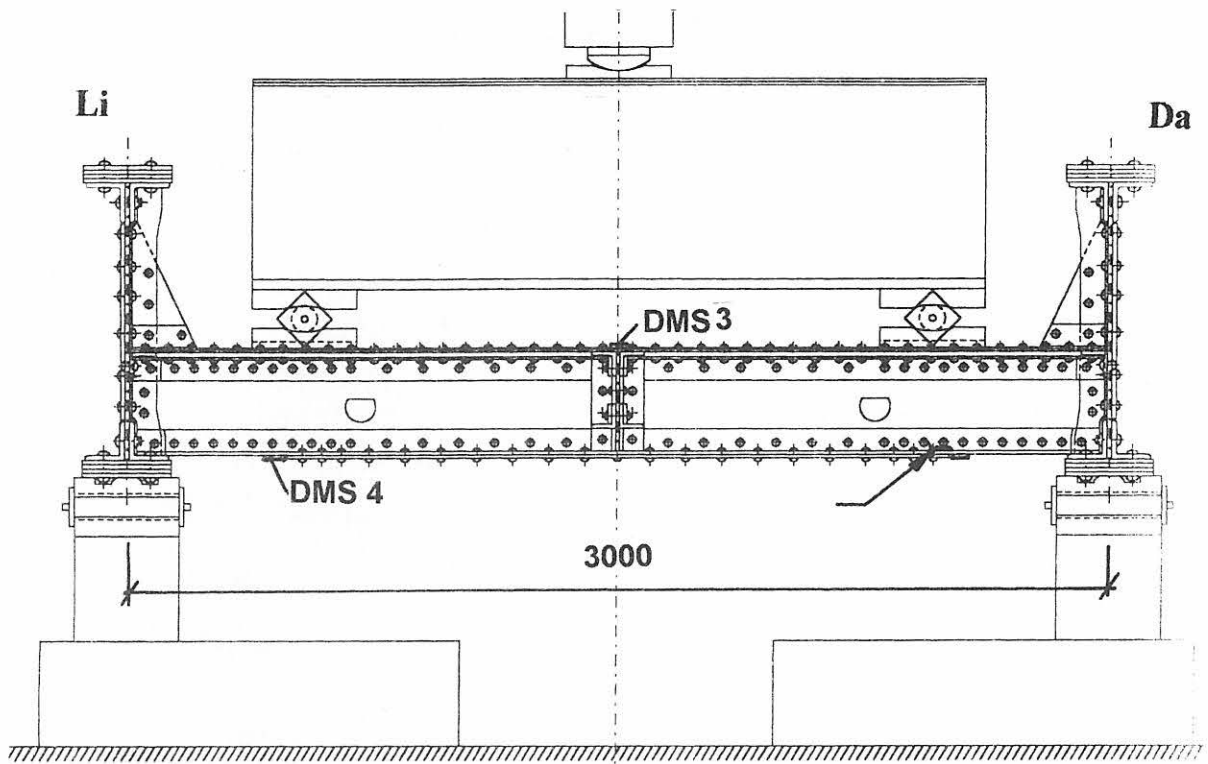
**Versuchsanordnung für Ermüdungsversuche am Querträger 1\_3 und 1\_4**



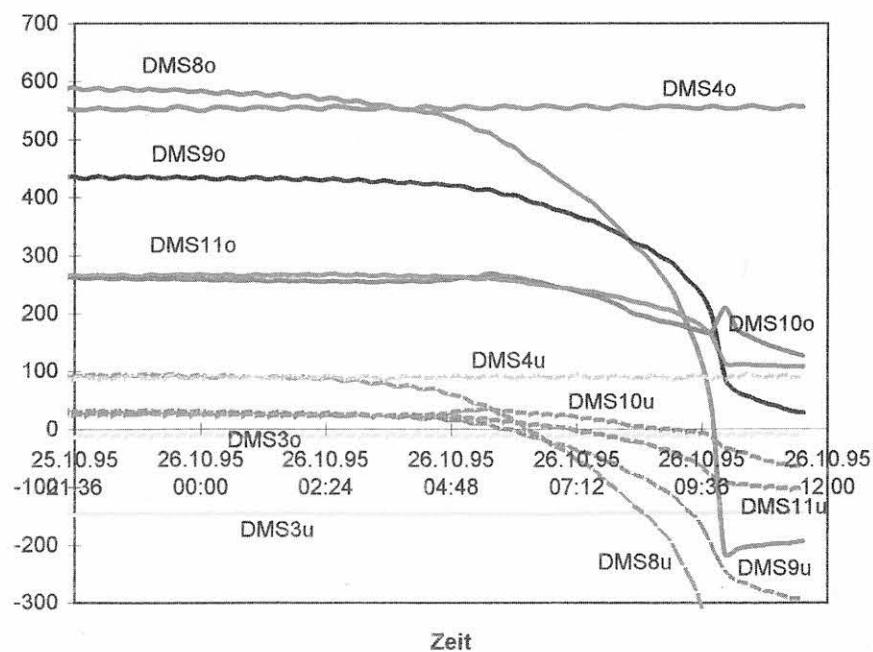
**Anordnung der Dehnungsmessstreifen und Lasteinleitung am Querträger 1\_3**



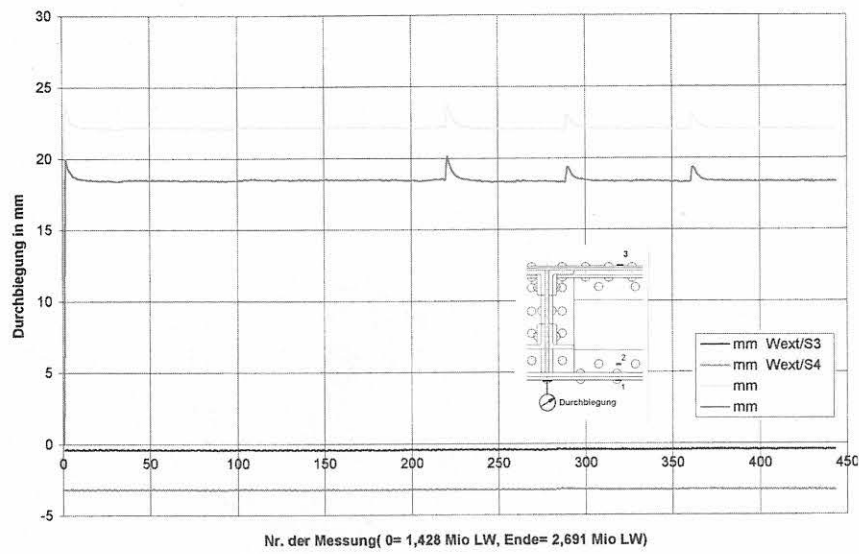
**Ergebnisse des Ermüdungsversuches am Querträger 1\_3  
Risslage und Veränderung der Dehnungen in der Rissumgebung**



150 Messungen von 2,081 Mio LW bis 2,2881 Mio LW



**Querträger Kie 1\_3:  
Durchbiegung und Kolbenweg in der Ermüdungsrissentstehungsphase**





**Querträger Kie 1\_3:**

**Riss im Untergurtwinkel Seite Da/Ste am ersten Niet nach dem Lamellenende**



**Querträger Kie 1\_4 nach Abschluss des Versuches**

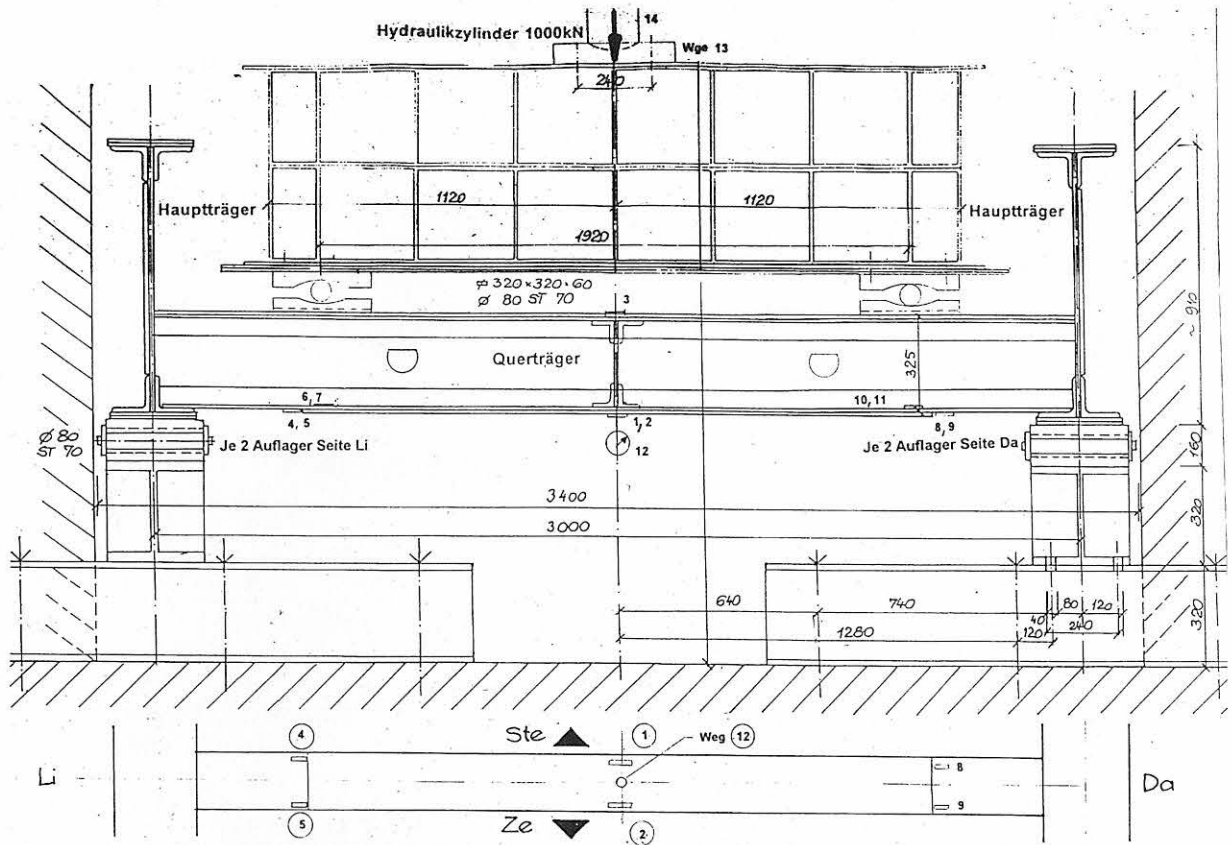


**Ermüdungsriss im Untergurt: Untergurtwinkel**



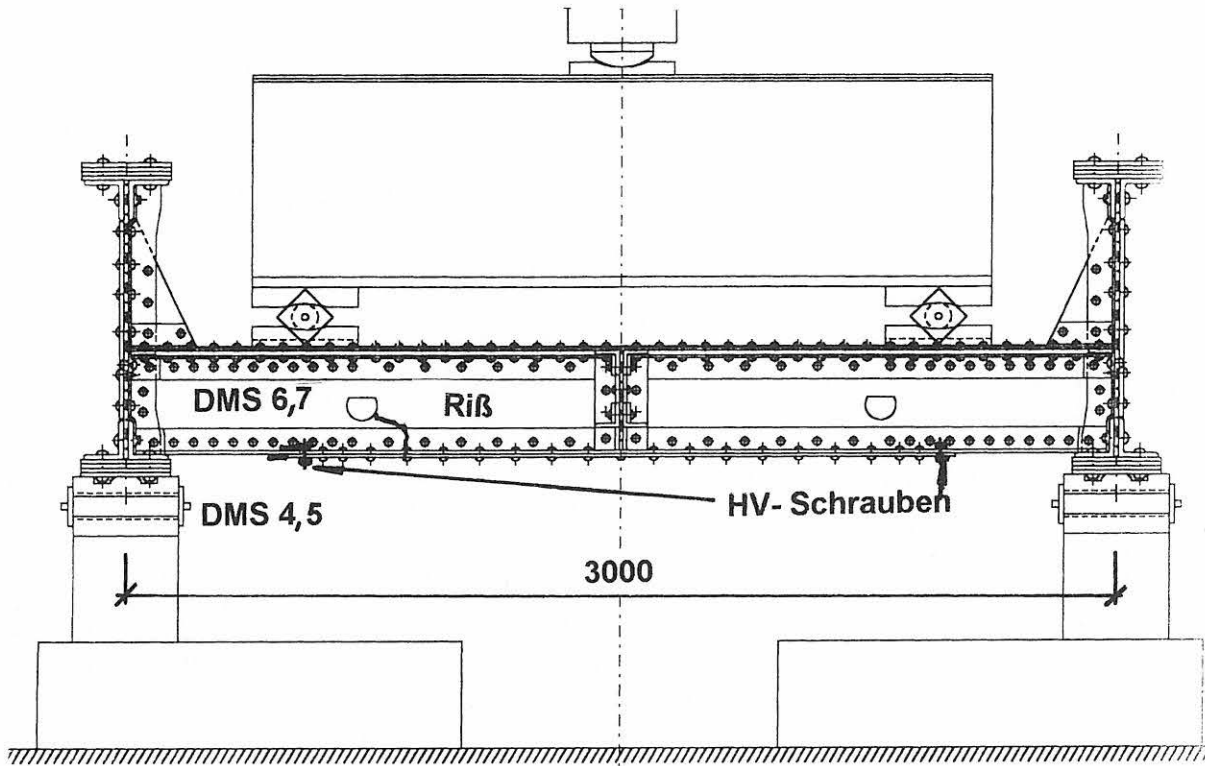
**Ermüdungsriss im Steg und im Untergurt unterhalb der Regenrinnendurchführung durch den Steg (nach dem Heraustrennen des QT Kie 1\_4)**

**Anordnung der Dehnmessstreifen und Lasteinleitung am Querträger 1\_4**

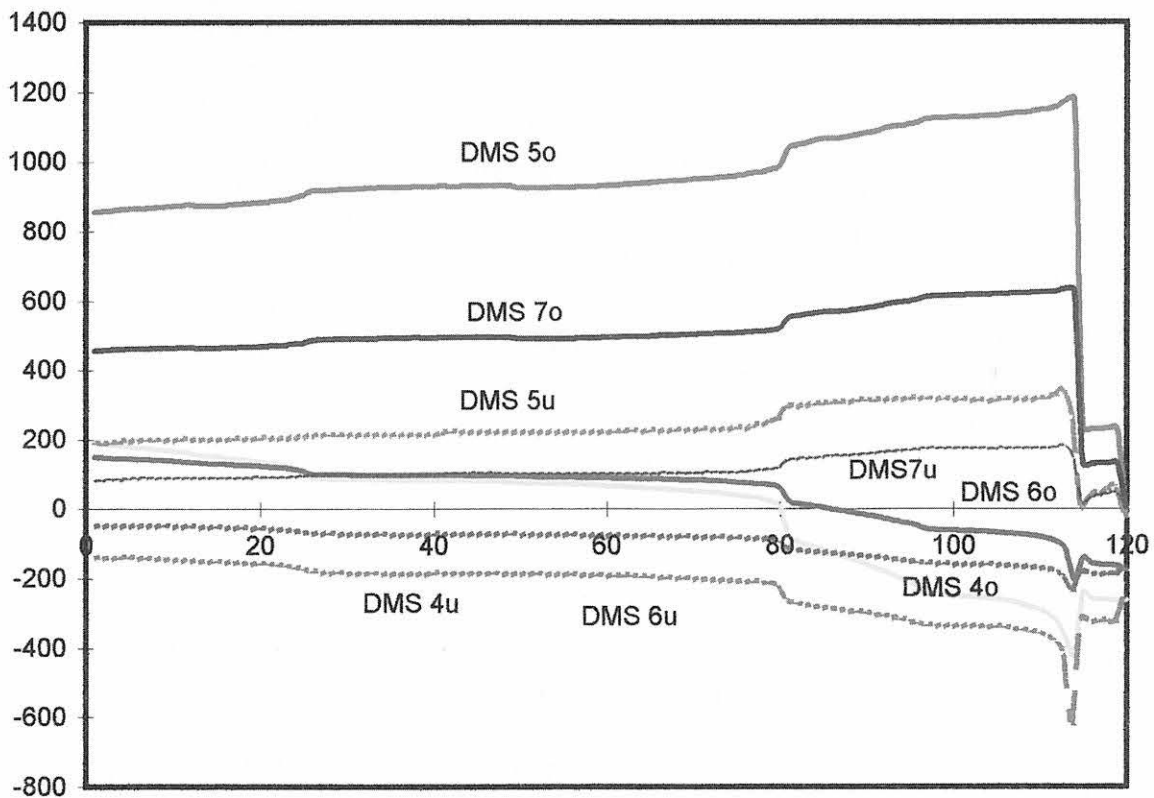


**QT 1\_4 Versuchsanordnung im servohydraulischen Prüfstand**

**Ergebnisse des Ermüdungsversuches am Querträger 1\_4  
Risslage und Veränderung der Dehnungen in der Rissumgebung**

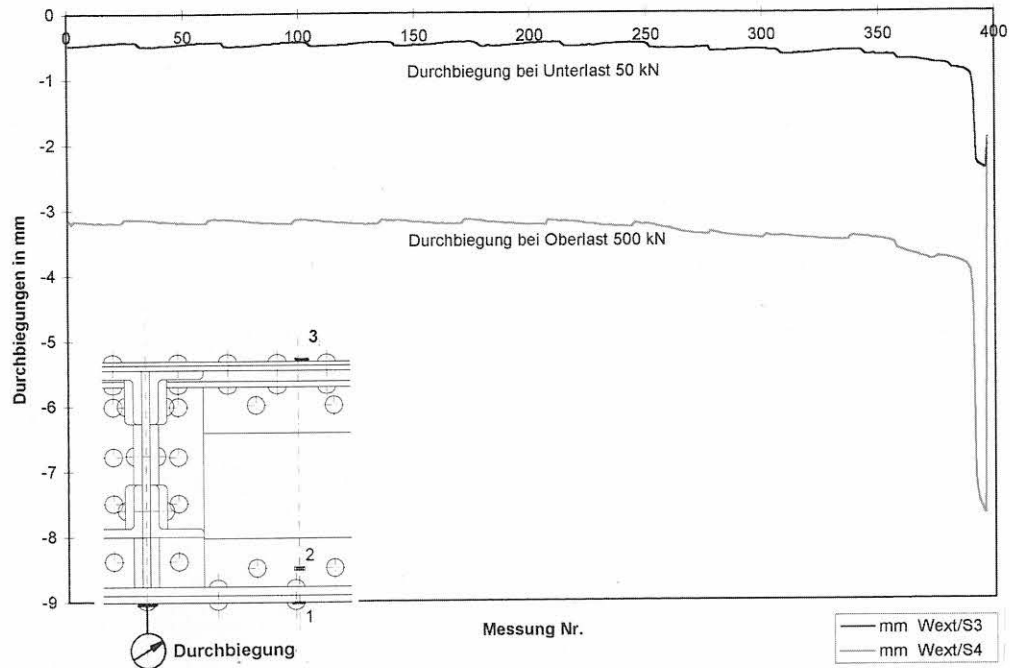


**120 Messungen von 4,298 Mio LW bis 4,514 Mio LW**



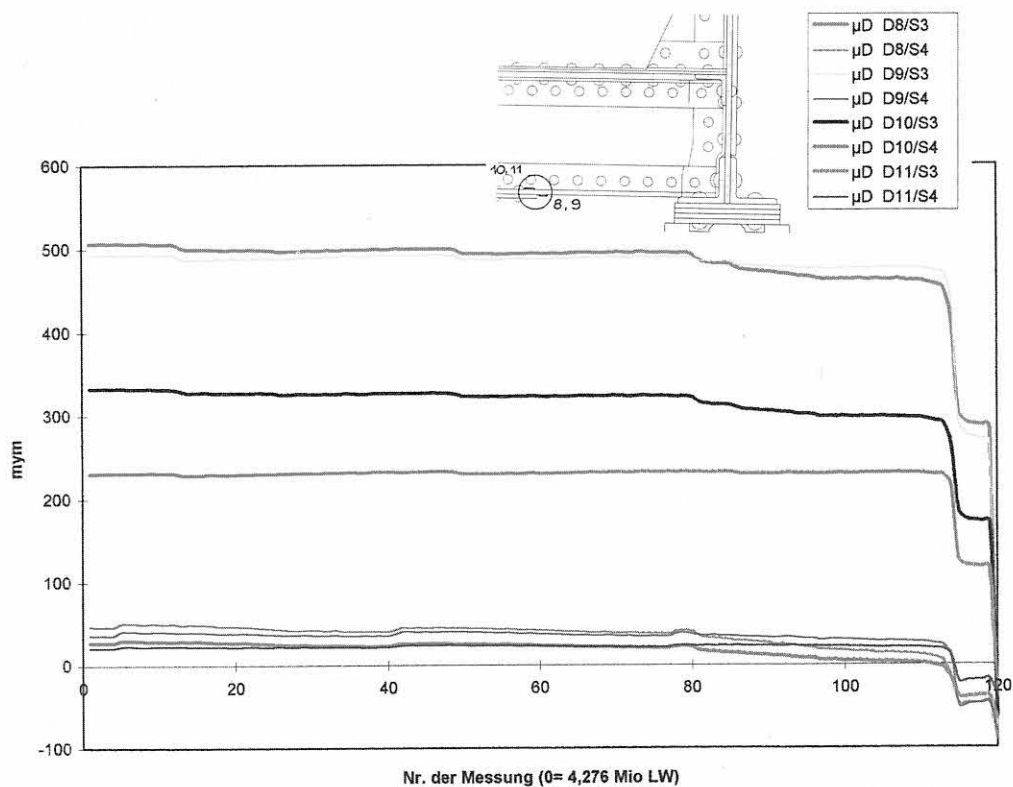
**Querträger Kie 1\_4**

**Durchbiegungsentwicklung zwischen 3,75 Mio LW und 4,514 Mio LW (signifikante Veränderungen der Durchbiegungen sind nur während der letzten 100 Messungen – 180 00 LW sichtbar)**



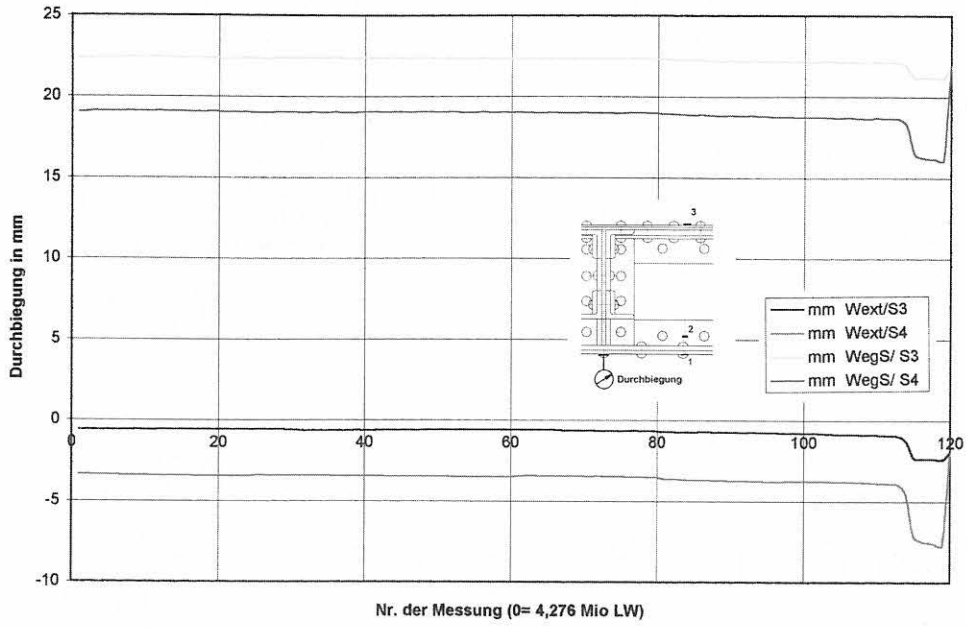
**Querträger Kie 1\_4**

**Dehnungsentwicklung an dem Riss gegenüberliegenden Lamellenende**



Querträger Kie 1\_4

Dehnungsentwicklung in Trägermitte bis zur Rissentstehung



Ermüdungsversuche Kieler Brücke

Anlage D Kie 1\_4

Querträger Kie 1\_4

Ermüdungsriss nach Beendigung des Versuches mit und ohne Last

1. Untergurtwinkel und Steg



**Querträger Kie 1\_4**  
**Ermüdungsriss nach Beendigung des Versuches mit und ohne Last**  
**1. Untergurtlamelle**





## **Die Entwicklung der BAM in Daten und Stichworten**

- 1870** Das Preußische Ministerium für Handel, Gewerbe und öffentliche Arbeiten veranlasst die Errichtung einer Mechanisch-technischen Versuchsanstalt mit der Aufgabe, Versuche im allgemeinen wissenschaftlichen und öffentlichen Interesse sowie Festigkeitsprüfungen durchzuführen.
- 1904** Das Königliche Materialprüfungsamt wird durch Vereinigung der Königlichen mechanisch-technischen Versuchsanstalt mit der Königlichen Prüfungsstation für Baumaterialien (gegr. 1875) und der Königlichen chemisch-technischen Versuchsanstalt (gegr. 1877) in Berlin-Dahlem errichtet.
- 1919** Das neu benannte Staatliche Materialprüfungsamt (MPA) ressortiert beim Preußischen Ministerium für Wissenschaft, Kunst und Volksbildung; ab 1936 wird die Reichs-Röntgenstelle in das MPA einbezogen.
- 1920** Die Chemisch-Technische Reichsanstalt (CTR) wird beim Reichsministerium des Innern errichtet; sie ging hervor aus dem 1889 als Zentralversuchsstelle für Explosivstoffe geschaffenen Militärversuchsanstalt.
- 1945** MPA und CTR werden unter Betreuung durch den Magistrat von Berlin zusammengefasst.
- 1954** MPA/CTR werden als Bundesanstalt für mechanische und chemische Materialprüfung (BAM) – ab 1956 Bundesanstalt für Materialprüfung – von der Bundesrepublik Deutschland übernommen. Die BAM wird zusätzlich mit der Wahrnehmung amtlicher Materialprüfungsaufgaben für das Land Berlin beauftragt.
- 1969** Die BAM wird durch das Gesetz über explosionsgefährliche Stoffe (Sprengstoffgesetz) Bundesoberbehörde; bei der Gesetzesnovellierung 1986 wird der Begriff Forschung in den Namen der BAM aufgenommen.
- 1975** Durch das Gesetz über die Beförderung gefährlicher Güter werden der BAM weitere Aufgaben im Bereich der öffentlichen technischen Sicherheit übertragen.
- 1990** Mit der deutschen Vereinigung wird entsprechend einer Empfehlung des Wissenschaftsrates die Funktion der BAM als chemisch-technische Bundesanstalt verstärkt. Dazu wird Personal des aufgelösten Amtes für Standardisierung, Meßwesen und Warenprüfung (ASMW) und der aufgelösten Akademie der Wissenschaften der DDR eingestellt. Die amtlichen Materialprüfungsaufgaben für das Land Berlin werden schrittweise aufgegeben.
- 1995** Die BAM erhält nach umfassender Reorganisation durch Erlass des Bundesministeriums für Wirtschaft ein neues Statut, neue Managementinstrumente und ein zukunftsorientiertes Profil als Bestandteil der technisch-wissenschaftlichen Infrastruktur der Bundesrepublik Deutschland.
- 1998** Die Europäische Explosivstoffrichtlinie von 1993 wird durch Novellierung des Gesetzes über explosionsgefährliche Stoffe in deutsches Recht umgesetzt und die BAM als zuständige Institution benannt. Mit bestätigter Rechtsstellung als Bundesoberbehörde wird die BAM Notified Body im europäischen Konformitätsbewertungssystem.
- 1999** Die Physikalisch-Technische Bundesanstalt (PTB) und die BAM schließen eine Rahmenvereinbarung über die Zusammenarbeit im Bereich der Metrologie in der Analytischen Chemie. Die BAM wird einbezogen in die globale Kooperation der Meterkonvention und das „Arrangement for mutual recognition of national measurement standards and of calibration and measurement certificates issued by national metrology institutes“.

